

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Lávka pro pěší zajímavé architektury

Foot Bridge of an Attractive Architecture

Student:

Adam Olbrecht

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2017

Zadání bakalářské práce

Student: **Adam Olbrecht**
Studijní program: B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb
Téma: Lávka pro pěší zajímavé architektury
Foot Bridge of an Attractive Architecture

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

V rámci bakalářské práce vypracujte:

1. Teoretický rozbor ocelových lávek, konstrukční schémata, typologie hlavních nosných konstrukcí lávek, omezující podmínky návrhu, specifika pro zavěšené lávky.
2. Stávající konstrukce lávky, základní dokumentace současného stavu vybrané konstrukce lávky (příčný řez, pohled, zasazení lávky do krajiny, současný stav).
3. Předběžné (ruční) posouzení základních nosných prvků vybrané konstrukce lávky.
4. Statický výpočet rozhodujících nosných prvků a ztužení konstrukce.
5. Statická a dynamická odezva konstrukce, zjednodušená numerická studie.
6. Návrh a posouzení vybraných spojů.
7. Výrobní dokumentace vybrané části konstrukce.

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 1: Zatížení mostů dopravou.
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1993-2 (736205) - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [5] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha : ČNI, 2006.
- [6] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů.
- [7] Rotter, T., Studnička, J.: Ocelové konstrukce 30 – Ocelové mosty, Praha, 1999
- [8] Tomica, V., Bujňák, J., Vičan, J.: Kovové mosty, Žilina, 1992
- [9] Faltus, F.: Ocelové mosty příhradové, obloukové a visuté. Academia Praha 1971
- [10] "Structural Steel Designer's Handbook" by R. L. Brockenbrough, P.E. & F. S. Merritt, P.E. 3rd edition, Section 14: Arch Bridges by Arthur W. Hedgren, Jr., P.E., Sr. Vice President, HDR Engineering, Inc., Pittsburgh, PA., Published by McGraw-Hill, Inc.
- [11] Sukhen Chatterjee: The Design of Modern Steel Bridges, Second edition, Oxford 2003, ISBN 0-632-05511-1
- [12] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [13] Internet

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2016

Datum odevzdání: 02.05.2017



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 2.5.2017

.....

podpis studenta

Prohlašuji:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́домі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́домі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 2.5.2017

Poděkování

Touto cestou bych chtěl poděkovat všem, kteří mi, jakkoliv pomohli při tvorbě této bakalářské práce. Zejména pak Ing. Miroslavu Rosmanitovi, PhD. za trpělivé vedení, vstřícný přístup a cenné rady během vypracovávání. Dále bych chtěl poděkovat Ing. Davidovi Mikoláškov, PhD za pomoc s výpočtním modelem a firmě Vaner s.r.o, zejména panu Ing. T. Humpalovi za poskytnuté materiály. Poděkování patří také mé rodině za podporu při studiu.

Anotace

OLBRECHT, Adam. *Lávka pro pěší zajímavé architektury*. Ostrava, 2017. Bakalářská práce. VŠB - Technická univerzita Ostrava. Vedoucí práce Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Cílem bakalářské práce je vytvoření numerického modelu v programu SCIA Engineer obloukové ocelové lávky se zavěšenou mostovkou. Lávka pro pěší a cyklisty je inspirována již existující lávkou přes Jizeru v Semilech. Nosnou konstrukci tvoří parabolický oblouk a půdorysně esovitě zakřivené nosníky. V práci je popsána problematika ocelových lávek včetně dynamické odezvy lávky. Dále je zpracován obecný popis druhů lávek a mostů, posouzení hlavních nosných prvků a vybraných spojů podle aktuálních norem ČSN EN. Součástí práce je základní projektová dokumentace lávky a výrobní výkres vybrané části konstrukce.

Klíčové slova

Zavěšená lávka pro pěší, parabolický oblouk, zakřivená mostovka, numerický model, ocel

Annotation

OLBRECHT, Adam. *Foot bridge of an attractive architecture*. Ostrava, 2017. Bachelor thesis. VŠB - Technická univerzita Ostrava. Supervisor Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

The aim of the bachelor thesis is to create a numerical model in the SCIA Engineer program of arched steel footbridge with a suspended bridge deck. The pedestrian and cyclist footbridge is inspired by an already existing footbridge across Jizera in Semily. The supporting structure is formed by a parabolic arc and S-shaped curved beams in floor plan. The thesis describes the problems of steel bridges, including the dynamic response of the footbridge. Next in the thesis, a general description of the types of footbridges and bridges, the assessment of main bearing elements and selected joints according to the current ČSN EN standards is elaborated. Part of the thesis is the basic design documentation of the footbridge and the production drawing of the selected part of the structure.

Key words

Suspended footbridge, parabolic arc, curved bridge deck, numerical model, steel

OBSAH

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ	- 10 -
1 ÚVOD	- 12 -
1.1 DYNAMIKA LÁVEK	- 12 -
2 TYPY OCELOVÝCH LÁVEK A MOSTŮ	- 15 -
2.1 TRÁMOVÉ LÁVKY A MOSTY.....	- 15 -
2.2 RÁMOVÉ MOSTY A LÁVKY	- 19 -
2.3 ZAVĚŠENÉ MOSTY A LÁVKY.....	- 20 -
2.4 VISUTÉ MOSTY A LÁVKY	- 21 -
2.5 OBLOUKOVÉ MOSTY A LÁVKY	- 23 -
3 POPIS ŘEŠENÉ KONSTRUKCE.....	- 28 -
3.1 IDENTIFIKAČNÝ ÚDAJE	- 28 -
3.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O LÁVCE.....	- 29 -
3.3 POPIS KONSTRUKCE	- 30 -
3.4 SPODNÍ STAVBA.....	- 32 -
3.5 POSTUP VÝSTAVBY.....	- 32 -
3.6 PŘEHLED POUŽITÝCH MATERIÁLŮ	- 33 -
4 VÝPOČET ZATÍŽENÍ	- 34 -
4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	- 34 -
4.2 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ	- 34 -
5 VÝPOČET LÁVKY	- 39 -
5.1 STATICKÝ VÝPOČET	- 39 -
5.2 ZJEDNODUŠENÝ MODEL.....	- 45 -
5.3 DYNAMICKÝ VÝPOČET	- 48 -
6 POSOUZENÍ LÁVKY	- 57 -
6.1 POSOUZENÍ HLAVNÍCH PRVKŮ.....	- 57 -
6.2 POSOUZENÍ VYBRANÝCH SPOJŮ.....	- 67 -

7	ZÁVĚR.....	- 75 -
8	SEZNAM OBRÁZKŮ	- 77 -
9	SEZNAM TABULEK.....	- 78 -
10	POUŽITÁ LITERATURA.....	- 79 -
10.1	POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ A GRAFICKÉ PROGRAMY	- 81 -
11	SEZNAM PŘÍLOH	- 82 -

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

A	plocha průřezu	$[\text{mm}^2]$
A_{net}	oslabená plocha průřezu	$[\text{mm}^2]$
A_s	plocha jádra šroubu	$[\text{mm}^2]$
$A_{v,z}$	plocha stěny ve smyku ve směru osy z	$[\text{mm}^2]$
E	modul pružnosti	$[\text{GPa}]$
F	zatěžovací síla	$[\text{kN}]$
$F_{b,Rd}$	odolnost spojovacího materiálu v otlacení	$[\text{kN}]$
$F_{v,Rd}$	odolnost spojovacího materiálu ve stříhu	$[\text{kN}]$
I_y, I_z	moment setrvačnosti průřezu k ose y a z	$[\text{m}^4]$
I_t	moment setrvačnosti v jednoduchém kroucení	$[\text{m}^4]$
I_w	výsečový moment setrvačnosti	$[\text{m}^6]$
L	rozpětí pole	$[\text{m}]$
L_{cr}	vzpěrná délka	$[\text{m}]$
M_y	ohybový moment	$[\text{kNm}]$
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu	$[\text{kNm}]$
M_{Rd}	návrhový ohybový moment únosnosti průřezu	$[\text{kNm}]$
N_{cr}	kritická síla	$[\text{kN}]$
N_{Ed}	návrhová hodnota osově síly	$[\text{kN}]$
N_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v tahu	$[\text{kN}]$
V_{Ed}	návrhová hodnota posouvající síly	$[\text{kN}]$
V_{Rd}	návrhová únosnost ve smyku	$[\text{kN}]$
$W_{pl,y}, W_{pl,z}$	plastický průřezový modul k ose y a z	$[\text{m}^3]$
W_y, W_z	pružný průřezový modul k ose y a z	$[\text{m}^3]$

a	zrychlení	[m/s ²]
a_{cr}	kritický násobek ze stabilitního výpočtu	
d	průměr šroubu	[mm]
d_0	průměr otvoru	[mm]
f	frekvence	[Hz]
f_y	mez kluzu oceli	[MPa]
f_u	mez pevnosti oceli	[MPa]
k	konstanta tuhosti	[MN/m]
m	celková hmotnost kmitající části lávky	[kg]
t_f	tloušťka pásnice válcovaného průřezu	[mm]
t_w	tloušťka stojiny válcovaného průřezu	[mm]
γ_{M0}	součinitel spolehlivosti	
γ_{M1}	součinitel spolehlivosti pro stabilitní výpočty	
γ_{M2}	součinitel spolehlivosti pro spoje	
ζ	součinitel poměrného útlumu	
δ	logaritmický dekrement útlumu	
λ	štíhlost	
$\bar{\lambda}$	poměrná štíhlost	
ω	vlastní kruhová frekvence	[Hz]

Další značky jsou definované při prvním výskytu.

Značky v této práci mohou mít více významů.

1 ÚVOD

Od prastarých časů lidé měli potřebu cestovat a překonávat vzdálenosti. V tom jim bránila rozmanitost přírody, konkrétně vodní překážky, jako moře, řeky, potoky nebo výškové nerovnosti terénu. Proto lidé začali stavět různé mosty a lávky, které jim tyto problémy pomáhaly vyřešit. Nejprve to byly velice jednoduché konstrukce.

S postupem času, jak se lidstvo začalo rozvíjet a vzdělávat ve všech oblastech, se začal zdokonalovat materiál a s tím také související postupy a vynálezy. Začaly se používat různé druhy materiálů, např. dřevo, beton, ocel nebo jejich kombinace. V poslední době se klade velký důraz na architektonické zpracování, jelikož jsou mosty nebo lávky dominantami svých měst. Z některých se dokonce staly turistické atrakce či kulturní památky. Se zdokonalením počítačové techniky a softwarů si můžeme dovolit navrhnout a postavit esteticky zajímavější, materiálově úspornější a složitější konstrukce než, kdy dřív.

Při návrhu těchto konstrukcí si musíme dát velký pozor na všechny parametry, které ji ovlivňují. Mohou to být základové podmínky, přírodní zatížení a hlavně dominantní zatížení, které se liší podle typu konstrukce. U mostů je to zatížení železniční nebo pozemní dopravou a u lávek je to zatížení chodci. Obě tyto složky zatěžují danou konstrukci opakovaně a tím vyvolávají dynamickou odezvu, která může kritická, protože jejich primárním účelem je plynulý a bezpečný přechod či přejezd na druhou stranu konstrukce.

Cílem této bakalářské práce je vytvoření numerického modelu ocelové obloukové lávky se zavěšenou zakřivenou mostovkou. Dále posouzení rozhodujících spojů a prvků, výpočet statické a dynamické odezvy konstrukce, tvorba projektové dokumentace s výrobním výkresem části lávky.

1.1 DYNAMIKA LÁVEK

U moderních lávek se setkáváme s trendem navrhovat konstrukci tak, aby byla velmi lehká a zároveň vysoce únosná. Takto navržené konstrukce mají nízký útlum, což má za následek citlivost na dynamické zatížení a s tím spojený vznik nežádoucích vibrací, jež můžou způsobit zhroucení konstrukce.

Dynamickou odezvu v konstrukci vyvolá dynamické zatížení, které v ní vyvolá zrychlení. Tato zatížení se nemusí měnit v čase jako např. změna teploty během dne nebo stálé zatížení umístěvané do různých poloh na konstrukci, tzv. „pohyblivé zatížení“, které řešíme využitím příčinkových čar. Na druhou stranu, zatížení, proudící stálou rychlostí, které na konstrukci

vyvolává víry, způsobuje taktéž dynamickou odezvu. Jsou to např. voda nebo vítr, které silově působí ve více či méně pravidelných intervalech. Na odezvu, mají kromě zatížení, vliv také vlastnosti konstrukce. Tuhá lávka na pomalé změny zatížení reaguje okamžitě a odezva je skoro stejná jako odezva na statické zatížení. Měkká lávka na rychlé změny nestačí zareagovat, protože zatížení začne působit jiným směrem nebo dokonce přestane úplně.

Rozdělujeme dva druhy dynamického zatížení a odezvy. Jsou to deterministické (můžeme je matematicky popsat funkcí) nebo stochastické (náhodné, popis statistickými veličinami). Deterministické zatížení a odezva mohou být periodické (např. vibrační zařízení) nebo neperiodické (např. impuls síly). Stochastické zatížení a odezva považujeme za náhodnou hodnotu ve zvoleném čase s určitou pravděpodobností (např. zemětřesení).

Je několik způsobů, jak se vypořádat s nadměrnými vibracemi lávek. V první řadě se musíme vyhnout shodě vlastní frekvence lávky s frekvencí zatížení, jinak dojde k rezonanci. Přidáním ztužující konstrukcí (např. tužšího zábradlí, stabilizujících kabelů) můžeme změnit vlastní frekvenci lávky. Další způsob omezení vibrací je přidání dodatečných tlumících zařízení (viskózní omezovače nebo omezovač s přídatnou hmotou). V neposlední řadě je to detailní výpočet dynamické odezvy.

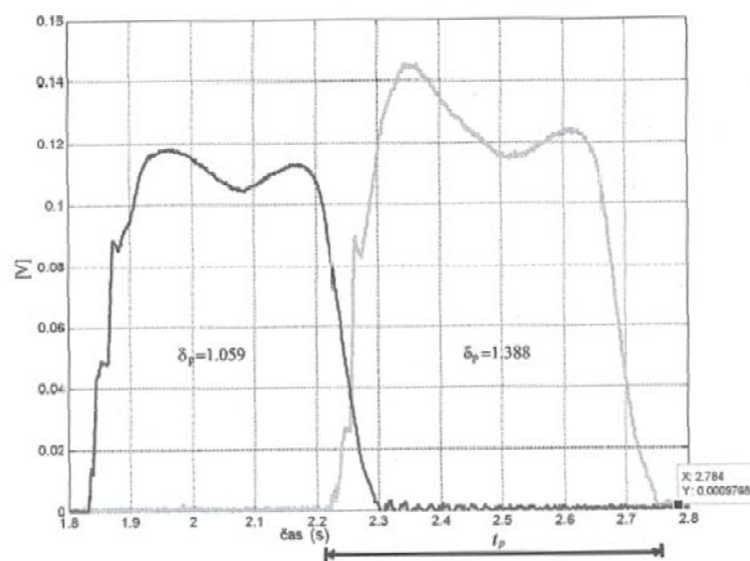
1.1.1 Zatížení chodci

Dominantním zatížením u lávek je přechod chodců. V současnosti je všeobecně přijato stanovisko, že kmitání lávek vyvolané pohybem chodců je spíše problémem použitelnosti a komfortu než prvního mezního stavu. Lidé jsou schopni vnímat pohyby s amplitudou přesahující 0,001 mm. Většina testů vedla k závěru, že pro popis komfortu osob je nejvhodnější použít parametr zrychlení. Kritéria pohody chodců se stanovují podle nejvyšší přijatelné hodnoty zrychlení libovolné části hlavní nosní konstrukce [m/s^2]. Jsou to hodnoty 0,7 pro svislé a 0,4 vodorovné kmitání od výjimečného zatížení davem lidí. Tato ověření jsou potřeba jen tehdy, když vlastní frekvence lávky je v rozmezí 1 – 5 Hz pro svislé kmitání a 0,5 – 2,5 Hz pro vodorovné kmitání. Jelikož lidská chůze (pomalá nebo rychlá) vyvolává svislou frekvenci zatížení 1,4 – 2,4 Hz a vodorovnou frekvenci zatížení 0,7 – 1,2 Hz, musíme tato ověření provádět. Při pohybu chodce vzniká dynamická časově proměnná síla, která má nenulové účinky ve všech třech směrech: vertikálním, příčném a podélném. Největší pozornost je věnována svislé síle. Vlastní frekvence, které odpovídají svislému, příčnému a torznímu kmitání, se velmi často nachází v intervalu frekvence lidské chůze. Nezáleží na materiálu (beton, dřevo, ocel) nebo na uspořádání (zavěšený, visutý atd.)



Obr. 1: svislé a vodorovné frekvence

Normy a předpisy doporučují vyhnout se stavbě lávek, které mají svislý vlastní tvar v intervalu 1,6 – 2,4 Hz a pro mosty s nízkým tlumením i pro druhý harmonický člen buzení 3,5 – 4,5 Hz. A příčný vlastní tvar v intervalu 0,8 – 1,2 Hz a pro druhý harmonický člen buzení 1,6 – 2,4 Hz. Tyto požadavky nelze splnit pro lávky rozpětí: 23 až 89 m, a proto se musí provádět dynamická analýza.



Obr. 2: svislá složka nášlapové síly, levá a pravá noha

Zvláštním případem zatížení chodci jsou „vandalové“, kteří záměrně rozkmitávají lávky pouhým pohupováním v kolenou. Naštěstí lávky nejsou vystaveny nebezpečí, protože sfázování budící síly od 5 vandalů je výjimečné. U frekvencí nižších než 0,6 Hz se dynamický součinitel snižuje. Frekvence nad 4,5 Hz není vandal pohupováním schopný provést.

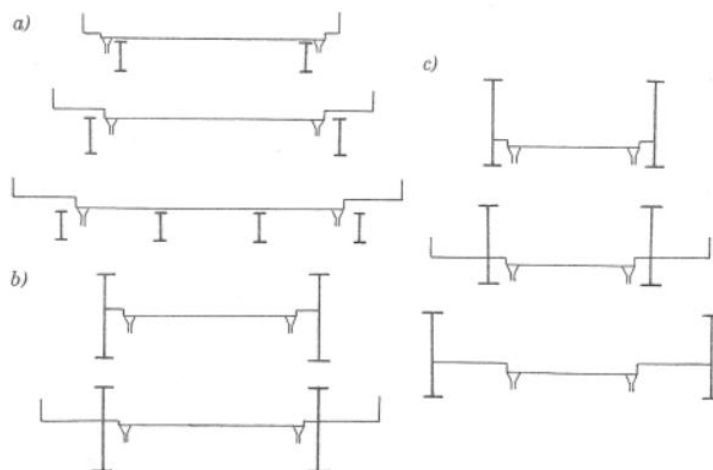
1.1.2 Zatížení větrem

Vítr byl dříve považován za statické zatížení závislé na rychlosti větru. Časem se ukázalo, že štíhlé konstrukce mohou být větrem rozkmitány. Dnes je vítr považován za stochastické dynamické zatížení (náhodný v čase i prostoru). Kromě náhodného zatížení se vyskytuje i pravidelné, periodické. Znamená to, že i v klidném proudu větru, se zejména za kruhovými profily mohou vytvářet víry. Pokud je vlastní frekvence obtékaného tělesa blízká frekvenci vírů, může se malé zatížení zvětšit rezonančním účinkem. Zatížení větrem je obecně velkým problémem, a proto ve složitějších případech potřebuje zvláštní numerickou studii nebo experiment v aerodynamickém tunelu.

2 TYPY OCELOVÝCH LÁVEK A MOSTŮ

2.1 TRÁMOVÉ LÁVKY A MOSTY

Nosnou konstrukci trámových mostů a lávek tvoří trámy, které mohou být plnostěnné nebo příhradové. Ty jsou namáhané tlakem u horního povrchu průřezu, tahem u dolního a také ohybem. Trámové konstrukce, v porovnání s obloukovými, zavěšenými a visutými mosty, na pozorovatele působí klidným dojmem. V mostním stavitelství se ocelové trámové konstrukce používají velmi často. Je to z důvodu konstrukční jednoduchosti, obecnosti využití (pozemní a železniční komunikace, lávky pro chodce atd....) a ekonomičnosti. Můžeme je dělit dle různých kategorií: počtu hlavních nosníků (mosty s jedním hlavním nosníkem se zajištěnou tuhostí proti kroucení, se dvěma nebo více hlavními nosníky), geometrie (kolmé x šikmé, přímé x obloukové), statického působení hlavního nosného systému (prostý nosník - používá se na kratší vzdálenosti do 30m, spojitý nosník – na větší vzdálenosti, nosníkové rošty nebo kloubové nosníky), polohy mostovky (horní (a) nebo dolní (c), zapuštěná a mezilehlá (b) mostovka)



Obr. 3: poloha mostovky

2.1.1 Plnostěnné trémové mosty a lávky

U starých mostů se plnostěnné trémové mosty navrhovaly pouze pro menší rozpětí. Rozvoj nastal po druhé světové válce. A to především díky zdokonalení výroby oceli. V dnešní době se používají pro střední a větší rozpětí do 40 m, přestože náklady na materiál jsou vyšší. I přes větší množství oceli se tyto nosníky ekonomicky vyplatí, protože montáž mostu je jednodušší a klesají také náklady na výrobu. Toto ekonomické hledisko je omezeno rozpětím. Výška nosníků se volí v závislosti na rozpětí.

Tab 1: výška trémových nosníků

Statický systém	železniční most	most pozemní kom.	lávka pro chodce
prostý nosník	$(1/10 \text{ až } 1/12) L$	$(1/15 \text{ až } 1/25) L$	$(1/35 \text{ až } 1/50) L$
spojitý nosník	$(1/15 \text{ až } 1/20) L$	$(1/20 \text{ až } 1/50) L$	$(1/40 \text{ až } 1/60) L$

Tloušťka stěn nosníků se navrhuje zhruba 10 – 12 mm, u větších mostů nebo v místě podpor se může zvětšit. Plnostěnné trávy běžně mají tvar I profilu, u větších mostů lze použít komorový průřez. V mostním stavebnictví má mezní stav použitelnosti větší význam než u pozemních staveb a většinou rozhoduje o dimenzích mostů. Při návrhu musíme dodržet předpoklady: všechny součásti mostu se budou chovat pružně, průhyby budou v daném limitu, kmitání bude omezeno apod. Příklad konstrukcí ve světě.

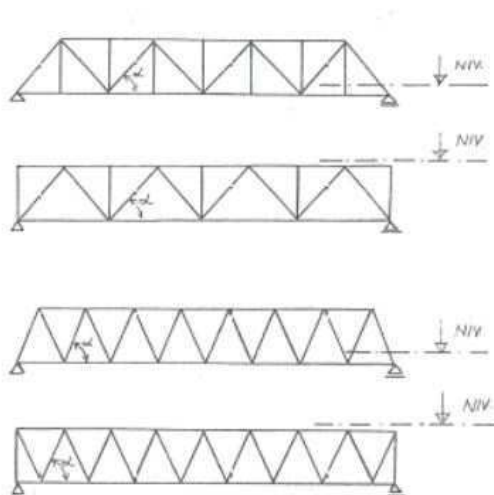


Obr. 4: most Costa e Silva v Brazílii

2.1.2 Příhradové trémové mosty a lávky

Příhradové trémové mosty se navrhují od rozpětí 40 m. Kratší jsou k vidění jen zřídka. Používají se zejména v železniční dopravě, většinou s dolní mostovkou. U pozemních komunikací je trend využití plnostěnných nosníků. Hlavní nosné prvky mohou být použity jako prosté nebo spojitě nosníky. Styčníky v konstrukci se mohou lišit v tuhosti. Lze navrhnout více modelů: příhradový nosník s klouby ve všech styčnicích, který je možno použít pro předběžný výpočet např. průsečnou metodou (jedná se o staticky určitou konstrukci, kde klouby tvoří šroubové připojení styčnic), příhradový nosník se spojitými pásovými pruty a s kloubově připojenými výplňovými pruty, prutová soustava s tuhými styčníky, kde tuhosti styčnic dosáhneme jejich svařením.

Prostorová tuhost je zajištěna příčnými ztužidly, které odpovídají délce příhrad nebo zavětrováním. Příhradové soustavy lze rozdělit dle několika parametrů: pásové nebo mezipásové, přímopásové (s rovnoběžnými pásy) nebo křivopásové (s lomenými pásy), svislicové (a, b) nebo bezsvislicové (c, d)



Obr. 5: typy nosníkových soustav

Výška příhradových hlavních nosníků jednokolejových železničních mostů závisí na typu konstrukce.

Tab 2: výšky nosníků jednokolejných železničních mostů

Nosníky	přímopásové	křivopásové
prosté	$\frac{L}{7} \approx \frac{L}{10}$	$\frac{L}{5,5} \approx \frac{L}{8}$
spojité	$\frac{L}{9} \approx \frac{L}{15}$	$\frac{L}{12} \approx \frac{L}{18}$
		platí uprostřed rozpětí

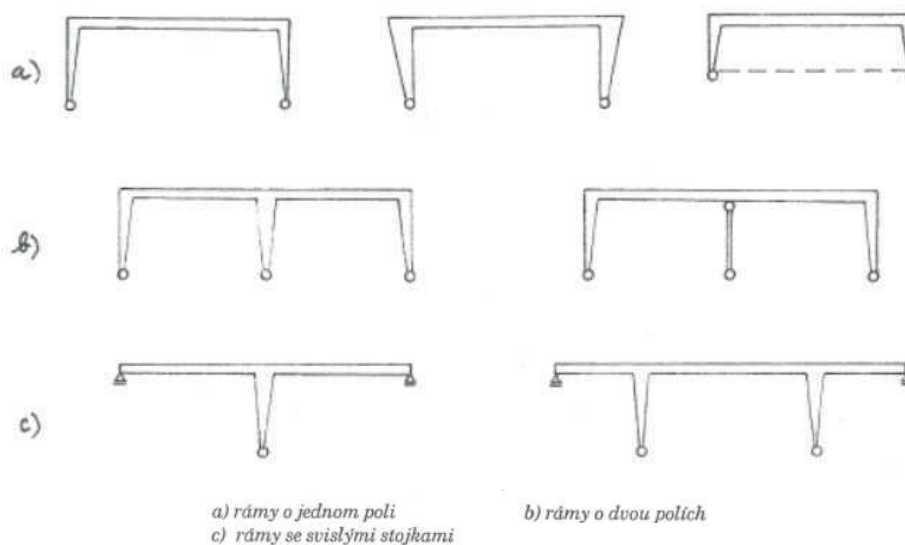
U dvojkolejných železničních mostů jsou nosníky vyšší. U lávek pro chodce je výška hlavních nosníků rozpětí $L/30$. Nejčastěji se používá 8 nebo 10 příhrad. Speciálním případem příhradových trámových mostů jsou Vierendeelovy nosníky, které se skládají z pásů a svislic. Přenášejí jak normálové síly, tak i ohybové momenty. Řadí se mezi bezpříčkové soustavy. Příklad konstrukcí ve světě.



Obr. 6: most v Klášterci nad Ohří

2.2 RÁMOVÉ MOSTY A LÁVKY

Rámové mosty se v ocelových konstrukcích používají málo. Největší využití mají ve městech kvůli malé konstrukční výšce a příjemnému vzhledu. Dále se mohou použít na přemostění malých rozpětí. Menší průhyb a ohybové momenty jsou hlavním důvodem pro volbu rámové konstrukce. Statické řešení spočívá ve stanovení vnitřních sil, které lze řešit v rovinné úloze. Rámové mosty se navrhují většinou kloubově uložené, proto důležitou roli hraje podloží. U tlačných částí se nesmí zapomenout jejich zabezpečení proti klopení a vybočení. Důležitou roli hraje stabilita a také rámových roh, který může být zaoblený nebo ostrohranný. Rámy lze rozdělit dle konstrukčních uspořádání.



Obr. 7: typy rámových mostů

Příklad konstrukcí ve světě.



Obr. 8: most ve Strojnické Lhotě

2.3 ZAVĚŠENÉ MOSTY A LÁVKY

Hlavním nosným prvkem zavěšených mostů jsou šikmé lana, které jsou připojeny na plnostěnný (častější, menší výška než u trémových mostů, 1/60 až 1/100 rozpětí) nebo příhradový (větší tuhost) trám a na pylon (ocelový - rychlejší výstavba, betonový- jednodušší dimenzování nebo jejich kombinací), který přenáší zatížení z konstrukce do základů a mají komorový tvar (viz příloha č.1).

Trémový nosník působí jako spojitý nosník na pevných podporách v místě pylonů a pružných podporách v místě závěsů (poddajnost dána protažením a průvěsem lana). Zavěšené mosty překonávají velké rozpětí. U moderních mostů, plnostěnné trámy bývají tvořené komorovým nosníkem s větším počtem komor s aerodynamickým tvarem, kvůli zabezpečení rozkmitání konstrukce od větru. Závěsy mohou být rovnoběžné (harfa) nebo vějířovité a uspořádány souměrně nebo nesouměrně, z důvodu estetického či jiného a na konci mají různé tlumiče kmitání. Opatřují se chráničkou, která je stejná na celém mostě. Dále se předpínají, protože závěsy s malým sklonem se od vlastní tíhy mohou hodně prohýbat a přenášejí malé síly. Běžně se používají dvě závěsové roviny, ale lze použít jen jedna, pokud má trám

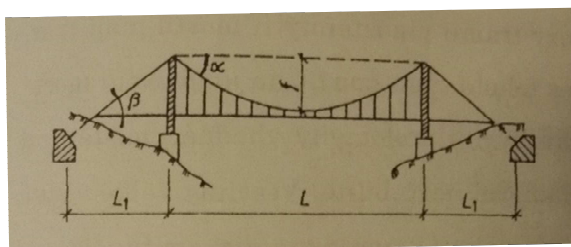
dostatečnou tuhost proti kroucení. Vodorovná složka síly působí na trám. Příklad zavěšených mostů ve světě.



Obr. 9: Erasmus bridge v Rotterdamu

2.4 VISUTÉ MOSTY A LÁVKY

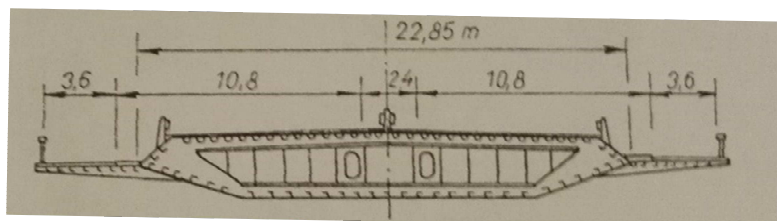
Visuté mosty umožňují překonávat velká rozpětí. Ekonomický návrh je od 300 m rozpětí. Používají se zejména tam, kde pod nimi není pevná zem nebo není možná mezilehlá podpora (např. přes vysoké údolí, vodní překážky). Velká většina visutých mostů je symetrických okolo středu rozpětí



Obr. 10: schéma visutého mostu

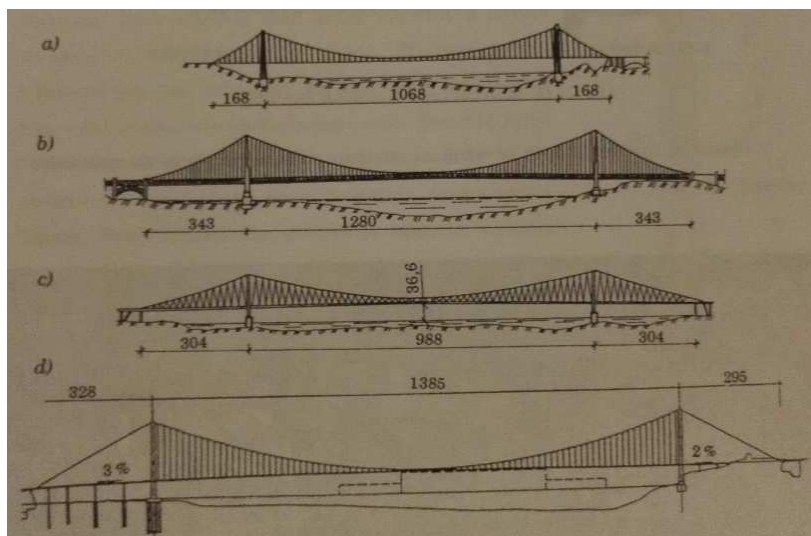
Hlavním nosným prvkem je ocelové lano, které může dosahovat v průměru přes jeden metr. Lano je volně prověšené mezi pylony a ukotvené do kotevního bloku, který zachycuje sílu z lana, jenž je namáhané jen tahovými silami. Na něm jsou dále připojené plnostěnné nebo

příhradové trámy pomocí svislých či šikmých závěsů. Kvůli menším tuhostem se visuté mostní konstrukce používají hlavně pro silniční dopravu, ale také jako cyklistické nebo pěší lávky. Výška pylonů je cca 1/10 rozpětí středního pole a přímo ovlivňuje průběh lana a tím celou statiku. Deformace visutých mostů jsou nezanedbatelné (musí se nimi počítat ve výpočtech), a proto se návrh provádí pomocí teorie 2. řádu. Plnostěnný trám má výšku 1/80 až 1/200 rozpětí a musí být zabezpečený proti kroucení. Pokud není tuhost zajištěna, přejde se k návrhu aerodynamického tvaru nosníku, vylučuje rozkmitání od větru



Obr. 11: aerodynamický tvar nosníku

Takový trám má výšku 1/350 rozpětí. Visuté mosty mají většinou tři pole v poměru rozpětí: 0,5:1,0:0,5 nebo 0,25:1,0:0,25 (kratší krajní pole nemusí mít závěsy).



Obr. 12: uspořádání visutých mostů

a) Washingtonův most; b) Golden Gate; c) Severn; d) Jiangyin

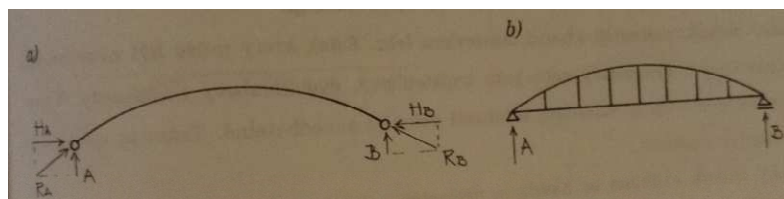
V ČR se typický visutý most nevyskytuje. Příklad visutých mostů ve světě.

*Obr. 13: Golden Gate bridge*

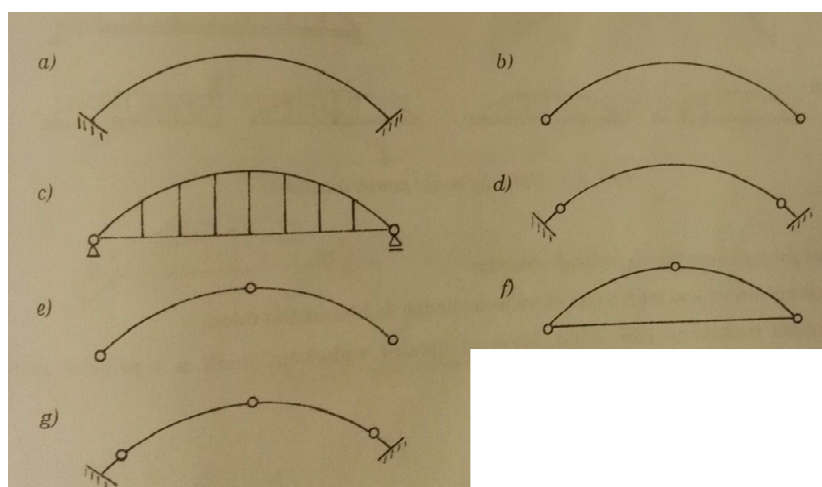
2.5 OBLOUKOVÉ MOSTY A LÁVKY

Obloukové mosty mají univerzální využití. Lze je použít jak pro malá, tak i pro velká rozpětí. Záleží na statické soustavě, materiálu, tuhosti atd. Nejvýhodnější využití mají oblouky tam, kde jsou příznivé základové poměry umožňující přenos převážně tlakových sil do základů. Další výhodou obloukových mostních konstrukcí je jejich vzhled. Oblouk lze definovat dvěma základními veličinami: rozpětí (půdorysná vzdálenost krajních podpor) a vzepětí (svislá vzdálenost od vrcholu oblouku a poloviny rozpětí). Poměr těchto dvou veličin se obvykle pohybuje mezi 1/5 až 1/10. Obloukové mosty můžeme dělit podle mnoha kategorií.

- Typ trámu
 - Plnostěnný – kratší rozpětí
 - Příhradový – větší rozpětí
- Směr podporových reakcí
 - pravé oblouky (a) – šikmé reakce od svislého zatížení
 - oblouky s táhlem (b) – svislé reakce od svislého zatížení

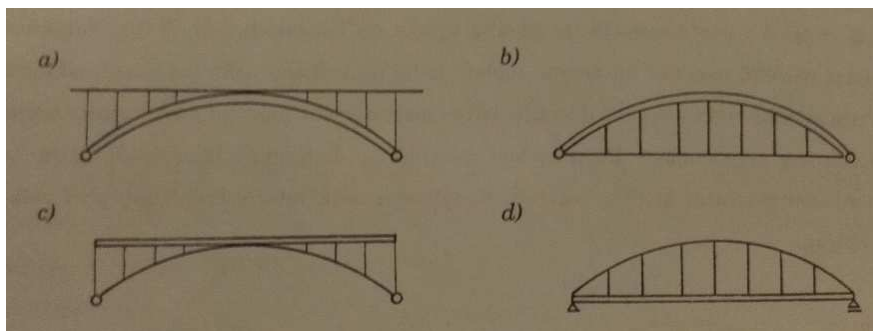
*Obr. 14: pravá oblouk (a) a oblouk s táhlem (b)*

- stupeň statické neurčitosti
 - Vetknuté oblouky (a) – méně vhodné pro ocelové konstrukce, třikrát staticky neurčité
 - Dvojklobové oblouky (b,c) – bez táhla, s táhlem nebo vyložené klouby na konzolách (zmenšení rozpětí), jednou staticky neurčité
 - Trojklobové oblouky (c-f) – bez táhla, s táhlem nebo vyložené klouby na konzolách, staticky určité, velké průhyby, napjatost není závislá na poklesu nebo pootočení základů či změně teploty (používané jako montážní stav pro vetknuté nebo dvojklobové oblouky, poté uzavření kloubů)



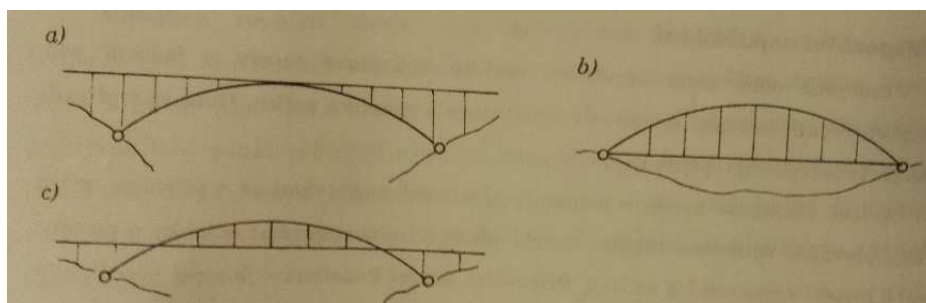
Obr. 15: oblouky podle stupně statické neurčitosti

- Poměr tuhosti oblouku a trámu mostovky
 - Tuhý oblouk (a) – tuhost oblouku je vyšší než tuhost trámu mostovky (podepřen stojkami na oblouku), nejpoužívanější je horní mostovka
 - Tuhý oblouk s táhlem (b) – trám mostovky přebírá funkci táhla u dolní mostovky
 - Netuhý oblouk vyztužený trémem (c) – štíhlé přímé pruty tvoří oblouk
 - Tuhý trám vyztužený netuhým obloukem (Langerův trám) (d) – staticky výhodná konstrukce, rozpětí 60 až 90 m, výška trámu $1/25$ až $1/50$ rozpětí, průhyb lze zmenšit použitím výztužných diagonál



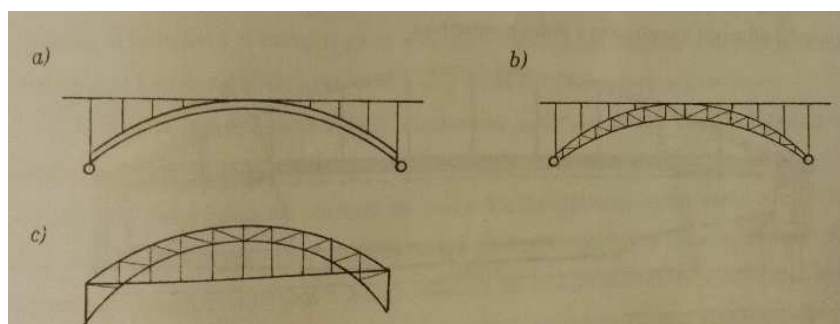
Obr. 16: oblouky podle poměrů tuhosti

- Poloha mostovky
 - Horní mostovka (a) – využití v hlubokém údolí
 - Dolní mostovka (b) – využití v plochém údolí
 - Mezilehlá mostovka (c)



Obr. 17: obloukové mosty s různou polohou mostovky

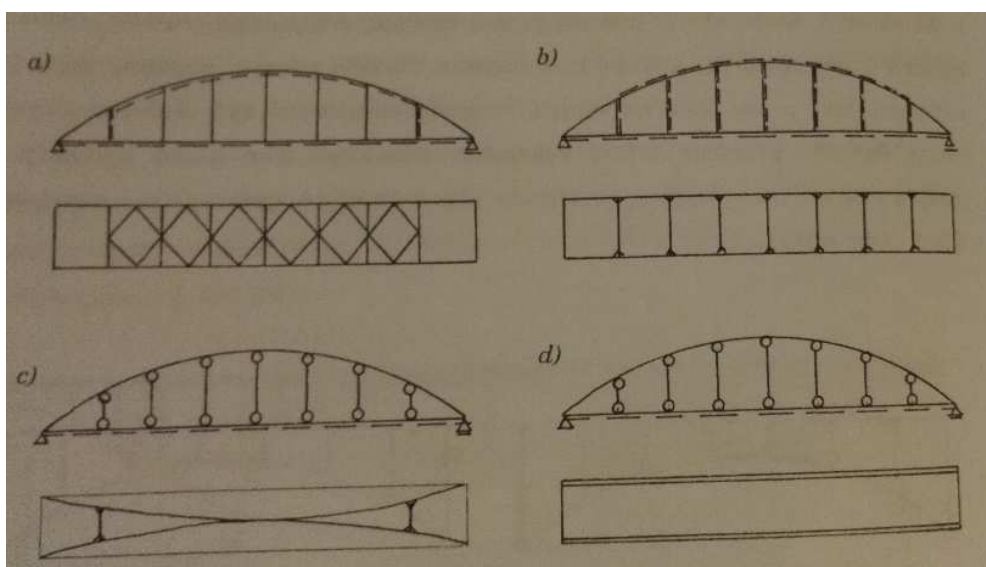
- Tvar oblouku
 - Oblouky s rovnoběžnými pásy (a)
 - Oblouky srpovitého typu (b)
 - Oblouky s výškou zvětšující se k patkám (c)



Obr. 18: oblouky rozdělené podle tvaru

Oblouky se obvykle navrhují se střednicí ve tvaru paraboly druhého stupně. Je to proto, že při tomto tvaru střednice jsou ohybové momenty malé ve srovnání s tlakovými silami. Speciální případ nastává u trojkloubového oblouku, kterému se říká klenbový účinek. Tento jev nastane tehdy, je-li střednice oblouku shodná s průběhem ohybových momentů na prostém nosníku, který je jeho průmětem, zatíženým stejným svislým zatížením jako daný oblouk. Nastane-li tento jev, ohybové momenty jsou nulové. V praxi je ale velmi náročné přesně dodržet parabolickou geometrii střednice kvůli výrobním nebo montážním nepřesnostem.

Dnešní trendem v mostním stavebnictví je navrhovat obloukové mosty o jednom poli. Důležitou součástí všech typů obloukových mostů je podélné ztužení. U konstrukcí s dolní mostovkou se navrhují příhradová (a) nebo rámová ztužidla (b) (ve tvaru Vierendeelova nosníku), které zabráňují vybočení mostu oblouku z roviny. U konstrukcí s horní mostovkou se obvykle navrhují dvě podélná ztužidla, jenž jedno se nachází mezi oblouky a druhé v úrovni mostovky. Oblouky lze o sebe i opřít (c). Při návrhu volně stojícího oblouku se musí zajistit dostatečná tuhost proti vybočení z roviny.



Obr. 19: ztužení obloukových mostů

Příklad obloukových mostů ve světě.



Obr. 20: Trojský most přes Vltavu v Praze

3 POPIS ŘEŠENÉ KONSTRUKCE

Předmětem bakalářské práce je oblouková ocelová lávka se zavěšenou mostovkou pro pěší a cyklisty. Jedná o Lávku přes Jizeru v Semilech u stadionu. Pro potřeby této práce byly zavedeny malé zjednodušení původní konstrukce. A to: nadvýšená mostovka zaměněna za přímou, čímž došlo ke snížení mostovky a dále „zaokrouhlení“ některých rozměrů (např. délku nosné konstrukce 46,174 m na 46,200 m).

3.1 IDENTIFIKAČNÝ ÚDAJE

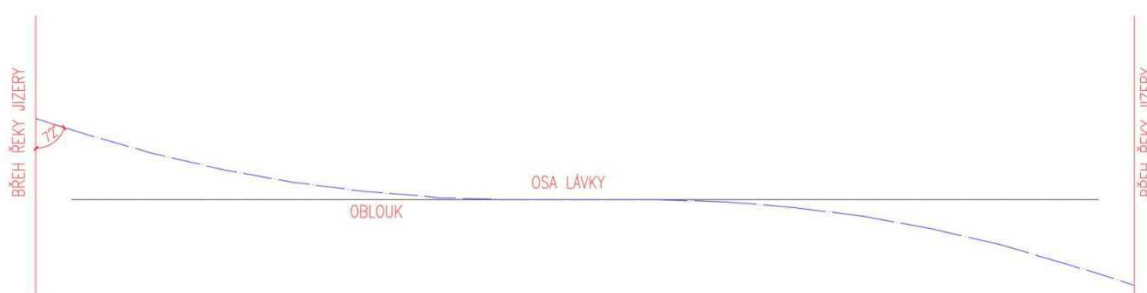
Stavba:	Lávka přes Jizeru
Katastrální území:	Semily
Město:	Semily
Kraj:	Liberecký
Projektant:	VANER s.r.o., Liberec



Obr. 21: zavěšená lávka přes řeku Jizeru v Semilech

3.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O LÁVCE

Pozemní komunikace:	stezka pro pěší a cyklisty
Bod křížení:	osa cyklostezky s osou toku Jizery
Úhel křížení:	90°
Volná výška:	nad mostovkou 2,5m pod lávkou až 4.25m nad běžnou hladinou
Délka přemostění:	45,3 m
Délka mostu:	46,8 m
Délka nosné konstrukce:	46,2 m
Rozpětí:	oblouk 43,2 m mostovka $10,9 + 8 \times 3,0 + 10,9$ m
Šikmost mostu:	esovitě zakřivená mostovka (obr.22) osa lávky svírá s břehem řeky úhel od 72° do 90°
Šířka chodníku:	3,2 m
Šířka mostu:	4,626 m
Výška mostu:	4,926 m výška nivelety nade dnem v ose mostu
Stavební výška:	0,2 m tloušťka desky mostovky



Obr. 22: schéma zakřivení mostovky lávky

3.3 POPIS KONSTRUKCE

Lávka v Semilech je umístěna v zeleni – v rozsáhlém parku v centru města v místě bývalého koupaliště v Semilech. Převádí cyklostezku přes koryto řeky Jizery ze stadionu na Ostrov. V tomto místě, se propojují důležité pěší směry ve městě. Navíc je lávka díky morfologii terénu a regulaci toku Jizery vystavena dálkovým pohledům z různých částí města i z okolních návrší. Z toho plyne, že tvoří lokální dominantu, a proto bylo hledáno takové architektonické řešení, které by přineslo jistý emblematický prvek, které by zároveň slibovalo konstrukčně čisté a elegantní řešení a v neposlední řadě by co nejvhodněji navázalo na cestní síť ve svém okolí.

Lávka je řešena jako ocelová oblouková konstrukce pro pěší a cyklisty se zavěšenou mostovkou. Hlavní oblouk je trubkový a je výškově zakřiven do tvaru paraboly. Mostovka je půdorysně esovitě zakřivena, a to nejen z důvodu architektonického návrhu, ale také z důvodu lepšího napojení cyklostezek na obou stranách. Mostovku tvoří dvojice ocelových trubkových nosníků se železobetonovou deskou mostovky. Opěry jsou společné jak pro uložení mostovky, tak i pro vetknutí oblouku. Veškeré ocelové duté nosné prvky byly spojeny vzduchotěsnými svary tak, aby se zamezilo pronikání vzdušné vlhkosti a vzniku koroze. Oblouk a hlavní nosníky nejsou v kontaktu.

3.3.1 Charakter přemostované překážky

Lávka převádí komunikaci pro pěší a cyklisty přes koryto Jizery. Množství vody v korytě lze částečně ovlivnit regulací na jezu umístěném cca 138 m od lávky směrem po toku, ale technologie výstavby byla nakonec řešena bez nároků na snižování hladiny. Konstrukce se nachází v intravilánu města Semily v říčním km 105.813 administrativní kilometráže.

3.3.2 Popis nosné konstrukce

Nosná konstrukce lávky je tvořena jedním středovým hlavním nosným obloukem s esovitě zakřivenou mostovkou ze dvou podélných nosníků spojených deskou mostovky, resp. konzolami vetknutými do betonu mostovky. Hlavní oblouk je tvořen ocelovou trubkou z oceli S355 profilu 610/20 mm zakřivenou do tvaru paraboly. Oblouk je na obou koncích vetknutý do betonové opěry. Půdorysná délka oblouku je 43,2 m a vzepětí 14,4 m. Mostovka je zavěšena na oblouku pomocí závěsů HISTAR 460 profilu P36 mm systému MKT 460 firmy Mekano 04, které v příčném řezu tvoří tvar písmene „A“.

Hlavní nosné prvky mostovky jsou sestaveny ze dvou podélných nosníků z ocelových trubek profilu 426/16 mm z oceli S355. Podélné nosníky jsou esovitě zakřiveny v půdoryse (viz obr šikmost). Toto zakřivení bylo docíleno svařováním krátkých přímých trubek jako polygon lomený po 3,0m. K těmto nosným podélným trubkám jsou přivařeny masivní konzolovitě svařence rovněž

z oceli S355 ve tvaru U tak, aby umožnily jejich zmonolitnění s deskou mostovky a vytvořily tak spojení mezi mostovkou a nosníky. Svařence jsou využity pro nosné i montážní spojení obou podélných nosníků válcovanými profily U140 z oceli S355, které jsou ke svařencům přišroubovány. Během osazování tyto prvky plnily funkci montážních spojů, ve finální podobě jsou tyto příčníky zabetonováním zapojeny do nosné funkce. Mezi podélnými nosníky a deskou mostovky je ponechána mezera, která celou konstrukci nejen vylehčila, ale i architektonicky dotvořila z pohledu běžného uživatele lávky. Dolní pásnice příčníků jsou přímo na podhledu betonové desky mostovky, a proto bylo nutno je opatřit metalizací.

3.3.3 Vybavení mostu

Mostní svršek je bezřímsový, optickou římsu tvoří trubkové nosníky mostovky. Vozovku tvoří přímo pojížděný beton mostovky opatřený přímo pojížděnou izolací v barevném odstínu korespondujícím s ostatními částmi konstrukce. Izolace byla provedena s protiskluzovou úpravou. a je dostatečně pružná tak, aby překlenula smršťovací trhliny nad zabetonovanými příčníky. Ložiska pod podélnými nosníky mostovky jsou řešena na levé straně jako ocelová čepová podélně posuvná a na pravé straně jako neposuvná. Nasměrování podélně posuvných ložisek je navrženo na střed mostu, resp. ve směru mostovkových nosníků. Odvodnění je řešeno příčným střechovitým spádem s protispádem u okrajů, který svede podélným spádem vodu mimo most za opěry. Jako dilatační závěry jsou navrženy kobercové mostní závěry kotvené k závěrné zídce a k desce mostovky. Zábradlí je řešeno jako samostatná zábradelní pole. Zábradlí je celoodcelové, sloupky z pásovin a madla z profilovaných nerez trubek. Výplň pak z ocelové nerez sítě. Osvětlení mostovky je řešeno z madla zábradlí, které je navrženo profilované tak, aby umožnilo osazení světelné LED lišty i s průběžným napájecím kabelem. Osvětlení zajišťuje zejména bezpečný noční provoz cyklistů. Dalším prvkem vybavení mostu pak jsou vodící pruhy na povrchu mostovky, které budou vytvořeny pomocí reflexního nátěru vodorovného dopravního značení.

3.3.4 Protikoroze ochrana

Montážní spoje jsou ošetřeny základním nátěrem s vysokým obsahem zinku namísto žárového zinkování. Protikoroze ochrana dutých nosných prvků je provedena pouze na vnějším povrchu, svary jsou vzduchotěsné a duté profily jsou tak uzavřeny proti vnikání vzdušné vlhkosti. Uzavření profilu bylo provedeno za vhodných klimatických podmínek tak, aby bylo minimalizováno množství vlhkosti uvnitř profilu. Drobné ocelové části byly žárově pozinkované (ponorem v lázni) v minimální tloušťce 60 µm a opatřeny organickým povlakem, částečně byly použity nerezové prvky.

3.4 SPODNÍ STAVBA

Spodní stavba je založena plošně. Základová spára je v úrovni zemin třídy G3 G-F, která byla upravena šterkodrtí a přehutněna rovnoměrně na $E_{def}=40\text{MPa}$. Byla provedena dynamická zkouška hutnění.

Výkopy byly až do provedení zásypů odvodněny pomocí čerpáním podzemní vody. Vrstva 30 cm nad základovou spárou byla dotěžena a vhodných klimatických podmínek (bez deště) max. 24 h před prováděním podkladního betonu. Výkopy byly prováděny tak, aby nedošlo k narušení svahových zemin ani podzákladí, s ohledem na využití pasivního zemního tlaku. Hlavní oblouk je rozepřený o zeminu a využívá pasivního tlaku zeminy za opěrami. Armokoš základu musel umožnit osazení a rektifikaci kotevního přípravku hlavního oblouku a byl vyvázán na místě.

Vlastní opěry charakteru masivních tížných zdí ze železobetonu mají v místě vetknutí hlavního oblouku základ rozšířený pro dostatečný roznos koncentrovaného zatížení do základové spáry. Základy jsou monoliticky spojeny s dříky pro přenos vodorovných sil z oblouku a pro zachycení vodorovných sil pasivním odporem zeminy. Půdorysný tvar celého základu je navržen tak, aby umožnil nejen rovnoměrný roznos sil, ale také zajistil boční stabilitu vetknutého oblouku a rovnoměrné sedání. Úložné prahy jsou opatřeny závěrnou zídou a bloky pod ložisky. Závěrné zídky byly dobetonovány až po osazení mostovkového roštu. Funkci kolmých křídel plní prodloužené dříky opěr. Pro maximální zajištění kontaktu mezi rubem opěry a výkopem byl tento prostor vyplněn hubeným betonem B10. Zemina výkopu nebyla narušena zátrhy, sklon svahu výkopu byl upraven dle stability svahu.

3.5 POSTUP VÝSTAVBY

1. Výkopy pro základy s minimálním narušením okolní zeminy a podzákladí.
2. Základy opěr s osazením kotevního přípravku.
3. Vyzdění obkladu opěr.
4. Dříky opěr kromě závěrné zídky.
5. Dobetonování bloku pod patou oblouku a provedení výplně za opěrami z hubeného betonu.
6. Výroba ocelových prvků včetně protikorozi ochrany (mimo montážní svary).
7. Předmontáž mostovkového roštu ve výrobně a doprava ve třech částech.
8. Předmontáž hlavního oblouku ve výrobně a doprava ve třech částech.

9. Montáž a osazení provizorních podpor do koryta.
10. Sestavení mostovkového roštu a provedení montážních svarů a včetně protikorozi ochrany.
11. Osazení mostovkového roštu jako celku na ložiska a provizorní podpory.
12. Sestavení hlavního oblouku včetně protikorozi ochrany montážních svarů a jeho osazení v celku na zabetonované kotevní přípravky.
13. Zavěšení mostovkového roštu na oblouk pomocí závěsů, výšková rektifikace roštu a aktivace závěsů.
14. Dobetonování závěrných zídek.
15. Podvěšení bednění a betonáž desky mostovky.
16. Po vytvrdnutí betonu odstranění provizorních podpor, osazení dilatačních závěrů a proříznutí spár nad příčnice.
17. Provedení pojízdné izolace včetně reflexního pruhu.
18. Montáž zábradlí včetně osvětlení v madle.
19. Osazení kabeláže pro vnější nasvícení i napájení světla v zábradlí.

3.6 PŘEHLED POUŽITÝCH MATERIÁLŮ

3.6.1 Beton

Podkladní beton - C 12/15-XC0

Výplňový beton - C -/10-XC0

Základy opěr - C 30/37-XC2, XF3

Dřívky opěr - C 30/37-XC2, XF3

Úložné prahy opěr - C 30/37-XC4, XD3, XF4

Závěrné zídky opěr - C 30/37-XC4, XD3, XF4

Deska mostovky - C 30/37-XC4, XD3, XF4

3.6.2 Ocel

Betonářská výztuž – B 500 B

Nosné prvky – S355

Závěsy

4 VÝPOČET ZATÍŽENÍ

4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

4.1.1 Vlastní tíha

Vlastní hmotnost hlavní nosné konstrukce (oblouk, podélné nosníky, mostovka, příčnice, závěsy) byla vygenerovaná automaticky programem SCIA Engineer na základě objemové hmotnosti a průřezové plochy přiřazeného materiálu.

4.1.2 Ostatní stálé zatížení

Jediným stálým zatížením, které je zadáno ručně, je tíha zábradlí v podobě spojitého zatížení přes celou délku hlavních nosníků. Jelikož je v zábradlí kromě jeho samotné vlastní tíhy také namontováno osvětlení, je jeho hodnota: $q_{\text{zábradlí}} = 1,0 \text{ kN/m}$.

4.2 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ

4.2.1 Zatížení sněhem

Předpokládá se odklizení sněhu v zimním období, zatížení sněhem je menší než zatížení pěším provozem. Kombinace zatížení sněhem a plným nahodilým zatížením se v běžném provozu nevyskytuje. Zatížení sněhem není rozhodující a není uvažováno.

4.2.2 Zatížení teplotou

Zatížení rovnoměrnou teplotou nebude uvažováno kvůli posuvným ložiskům na jedné ze stran konstrukce, protože lávce je umožněn vodorovný posun, a tudíž by toto zatížení mělo zanedbatelnou hodnotu. Nerovnoměrnou teplotou nebude uvažováno z důvodu malé tloušťky mostovky, protože v konstrukci nevzniknou výrazné rozdíly teplot.

4.2.3 Zatížení dopravou

Je uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991-2 na lávky pro pěší.

4.2.4 Zatížení obslužným vozidlem

Toto zatížení se neuvažuje z důvodu zamezení vjezdu jakýchkoli vozidel na lávku. Na obou koncích mostovky je před začátkem lávky zabetonovaný ocelový sloup.

4.2.5 Zatížení davem lidí

Rovnoměrné svislé zatížení od lidí se podle ČSN EN 1991-2 (potom upravit) může modelovat pomocí modelu LM4 – zatížení davem lidí. Jeho hodnota je $5,0 \text{ kN/m}^2$. Toto zatížení můžeme redukovat v závislosti na rozpětí konstrukce. Možná redukce pro svislé zatížení na hlavní nosný prvek je dána vztahem:

$$q_{\text{pesi}} = 2 + \frac{120}{L+30} = 2 + \frac{120}{43+30} = 3,64 \text{ kN/m}^2 \quad (4.1)$$
$$2,5 \leq 3,64 \leq 5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Redukce není použita s ohledem na rozhodující prvky mostovky, které jsou podstatně kratší. Vodorovné zatížení se uvažuje jako desetina ze svislého. Zatížení působení v podélné ose mostovky. Jeho hodnota je $q_{\text{vodor}} = 0,1 \times q_{\text{pesi}} = 0,1 \times 5 = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

4.2.6 Zatížení větrem

Konstrukce se nachází ve třetí větrné oblasti s nadmořskou výškou 340 m. n. m. s kategorií terénu III. Mapa základních rychlostí větru $v_{b,0}$ je v příloze.

Hustota vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Charakteristická rychlost větru: $v_{b,0} = 27,5 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru: $c_{\text{dir}} = 1,0$

Součinitel ročního období: $c_{\text{season}} = 1,0$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{\text{dir}} \times c_{\text{season}} \times v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 27,5 = 27,5 \text{ m/s} \quad (4.2)$$

Parametr drsnosti terénu: $z_0 = 0,3 \text{ m}$

Minimální výška: $z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$

Terén kategorie II: $z_{0,\text{II}} = 0,05 \text{ m}$

Výška nad zemí: $z = 15,4 \text{ m}$

Součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,22 \quad (4.3)$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0,22 \times \ln \left(\frac{15,4}{0,3} \right) = 0,848 \quad (4.4)$$

Součinitel ortografie:

$$c_o(z) = 1,0$$

Součinitel turbulence:

$$k_I = 1,0$$

Charakteristická střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b = 0,848 \times 1,0 \times 27,5 = 23,33 \text{ m/s} \quad (4.5)$$

Intenzita turbulence:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1,0}{1,0 \times \ln \left(\frac{15,4}{0,3} \right)} = 0,254 \quad (4.6)$$

Maximální dynamický tlak:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m(z)^2 = [1 + 7 \times 0,254] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 23,33^2 \quad (4.7)$$

$$q_p(z) = 0,9446 \text{ kN/m}^2$$

Základná dynamický tlak:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27,5^2 = 0,4727 \text{ kN/m}^2 \quad (4.8)$$

Součinitel expozice:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,9446}{0,4727} = 1,9985 \quad (4.9)$$

Šířka konstrukce:

$$b = 4,626 \text{ m}$$

Celková výška:

$$d_{tot} = 1,5 \text{ m}$$

Poměr:

$$\frac{b}{d_{tot}} = 3,08$$

Součinitel síly:

$$c_{fx,0} = 1,6$$

Součinitel zatížení větru:

$$C = c_e(z) \times c_{fx,0} = 1,9985 \times 1,6 = 3,1976 \quad (4.10)$$

Referenční plocha na metr délky pro pás chodců:

$$A_{ref,ch} = 1 \times d_{tot} = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ m}^2/\text{m} \quad (4.11)$$

Působení větru ve směru X

$$w_k = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27,5^2 \times 3,1976 = 1,511 \text{ kN/m}^2 \quad (4.12)$$

Působení větru na dav lidí (zábradlí nebrání pronikání větru) s výslednicí zatížení na rameni $r = 0,75 \text{ m}$ k ose nosníku odlehčuje a přitěžuje konstrukci v závislosti na směru větru.



Obr. 23: schéma větru

Vítr působící na pás lidí:

$$F_x = w_k \times A_{ref,ch} = 1,511 \times 1,5 = 2,267 \text{ kN/m} \quad (4.13)$$

Odlehčení a přitížení mostovky:

$$F_{x,z} = F_x \times \frac{r}{b} = 2,267 \times \frac{0,75}{4,626} = 0,37 \text{ kN/m} \quad (4.14)$$

Vítr působící na hlavní nosník:

$$F_{x,hl} = w_k \times h_{nosník} = 1,511 \times 0,426 = 0,642 \text{ kN/m} \quad (4.15)$$

Vítr působící na oblouk:

Průměr oblouku:

$$d = 610 \text{ m}$$

Kinematická viskozita vzduchu:

$$\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Hustota vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Maximální dynamický tlak: viz rovnice 4.7

Ekvivalentní drsnost povrchu: $k = 0,02$ (stříkaný materiál)

Poměr: $\frac{k}{d} = \frac{0,02}{610} = 3,279 \times 10^{-5}$

Maximální rychlost větru:

$$v_{(ze)} = \sqrt{\frac{2 \times q_p}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \times 0,9446}{1,25}} = 38,877 \text{ m/s} \quad (4.16)$$

Reynoldsovo číslo:

$$Re = \frac{d \times v_{(ze)}}{\nu} = \frac{0,61 \times 38,877}{15 \times 10^{-6}} = 1,58 \times 10^6 \quad (4.17)$$

Součinitel síly z grafu: $c_{f,0} = 0,53$ (obr do příloh)

Součinitel koncového efektu: $\psi_\lambda = 1,0$

Součinitel síly:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda = 0,53 \times 1,0 = 0,53 \quad (4.18)$$

Součinitel konstrukce: $c_s c_d = 1,0$

Síla působící na oblouk:

$$F_{oblouk} = c_s c_d \times c_f \times q_p \times d = 1,0 \times 0,53 \times 0,9446 \times 0,61 = 0,30 \text{ kN/m} \quad (4.19)$$

Působení větru ve směru Y

Působení větru ve směru Y se uvažuje jako 25 % ze směru X.

$$F_{y,hl} = F_{x,hl} \times 0,25 = 0,642 \times 0,25 = 0,16 \text{ kN/m} \quad (4.20)$$

Působení větru ve směru Z

Součinitel síly: $c_{fz,0} = \pm 0,9$

Šířka lávky: $b = 4,626 \text{ m}$

Součinitel zatížení větrem:

$$C = c_e(z) \times c_{fz,0} = 1,9985 \times \pm 0,9 = \pm 1,797 \quad (4.21)$$

Síla na konstrukci:

$$F_{z,hl} = q_p \times C \times b = 0,9446 \times \pm 1,797 \times 4,626 = \pm 7,81 \text{ kN/m} \quad (4.22)$$

Podle normy [4], se nemají zavěšené mosty počítat podle této normy. Jelikož zatížení na lávkách hraje důležitou roli, bylo toto zatížení takto spočteno, abychom dostali „reálnou“ hodnotu. V reálné praxi se zatížení větrem na zavěšené lávky zjišťuje experimentálně v aerodynamickém tunelu nebo se vytváří speciální numerická studie na simulaci větru.

5 VÝPOČET LÁVKY

5.1 STATICKÝ VÝPOČET

5.1.1 Výpočetní model

Výpočtový numerický model byl vytvořený jako 3D prutový model konstrukce lávky v programu AutoCAD 2016. Jelikož se jedná o architektonicky zajímavou konstrukci s netypickými prvky, bylo velmi složité dodržet zadanou geometrii všech prvků. Esovitě zakřivená mostovka bylo vytvořena pomocí krátkých lomených čar, které byly později upraveny pomocí funkce „SPLINE“ tak, aby co nejvíce odpovídaly realitě.

Největší problém nastal při tvorbě parabolického oblouku. Je obecně velmi složité vytvořit pomocí nástrojů přesnou parabolu. Proto byl vytvořen algoritmus v programu Matlab, který z rovnice paraboly (5.1) v upraveném tvaru, vygeneruje zadaný počet souřadnic. V tomto konkrétním případě 10000 souřadnic, aby byla přesnost co největší.

$$(x - m)^2 = -2p(y - n) \quad (5.1)$$

kde: m, n jsou souřadnice vrcholu paraboly.

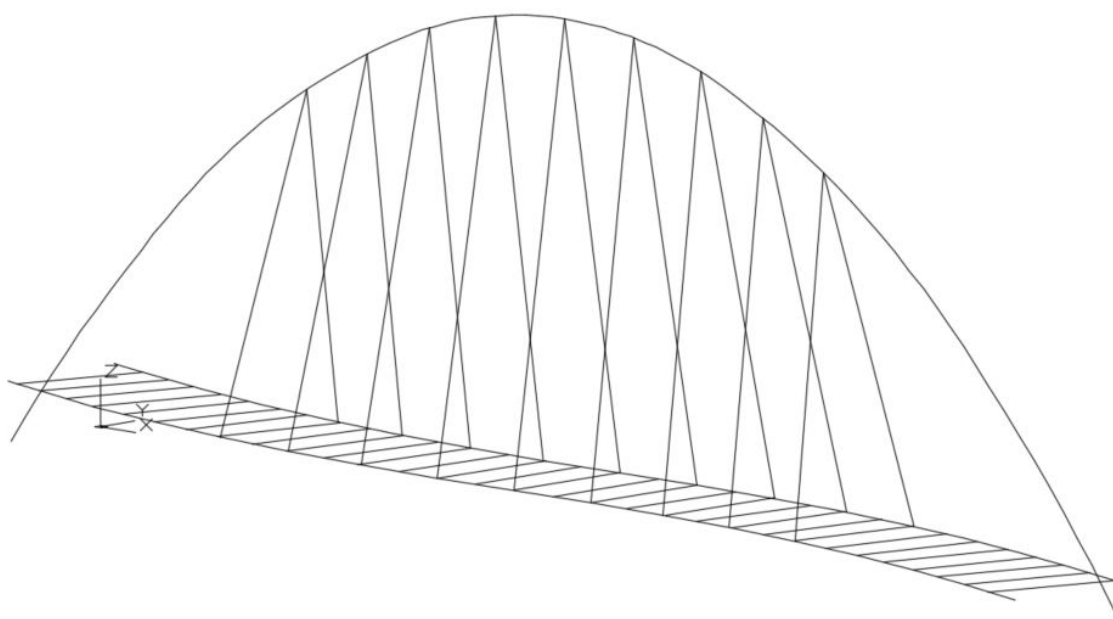
```
l=46.8;
f=14.4;
p=(l/2)^2/(2*f);
n=10000;

% výpočet souřadnic
for i=1:n+1
    x(i,1)=l/n*(i-1);
    z(i,1)=(x(i)-l/2)^2-2*p*f)/(-2*p);
end
```

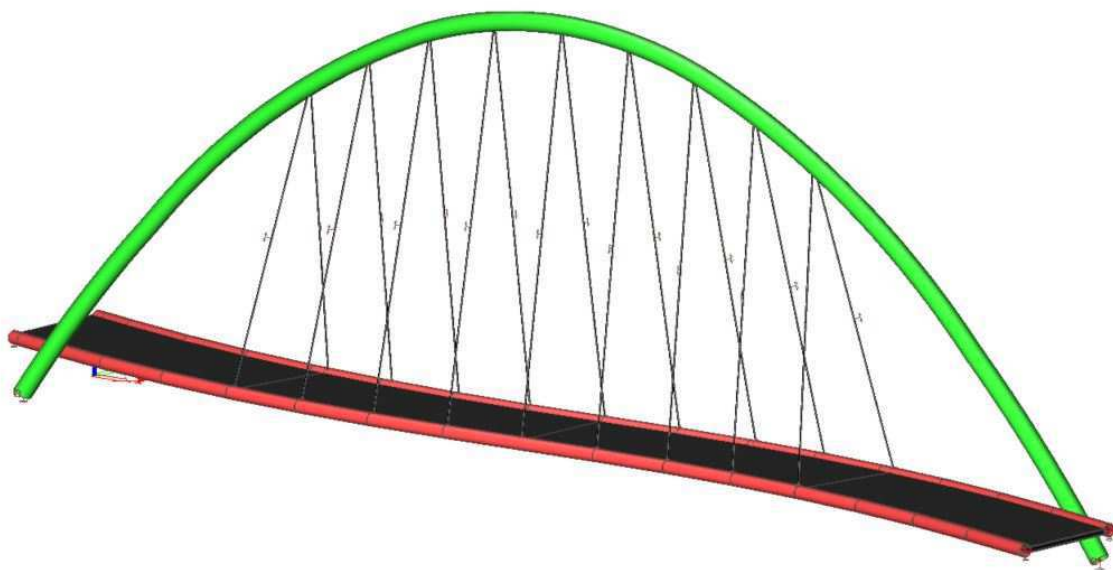
Obr. 24: algoritmus na výpočet souřadnic v programu Matlab

Dále byly souřadnice zapsány do programu excel pomocí příkazu „xlswrite“, kde se x-ové a y-ové souřadnice oddělily čárkou pomocí funkce „concatenate“. Poté se z textového souboru načetly do programu AutoCAD, kde se vytvořila přesná parabola příkazem „SPLINE“.

Poté byly podle dané geometrie připojeny táhla. Jelikož bylo provedeno zjednodušení mostovky (viz. kapitola 2.), musela se najít optimální výška konstrukce, která by reprezentovala reálný stav. A to, že hlavní nosníky mostovky a oblouk se nedotýkají. Byla zvolena výška 1,35 m nad půdorysem oblouku.

*Obr. 25: prutový model v programu AutoCAD*

Následně byl model importován do programu SCIA Engineer, kde byly prutům přidány průřezové a materiálové charakteristiky. Všechny pruty kromě táhel jsou pevně spojeny, což odpovídá reálnému stavu, kde jsou všechny prvky svařeny k sobě. Táhla jsou oboustranně připojena kloubově a pomocí nelinearit na pruhu, působí pouze v tahu. Dále byly příčníky vsítované do mostovky pomocí vnitřní hrany na desce, což zapříčinilo zmonolitnění s deskou, které reprezentuje reálný stav. Další důvod zmonolitnění byl ten, že při výpočtu stability docházelo k lokální ztrátě stability příčníků. Jelikož je v táhlech vyloučen tlak, musí se konstrukce lávky počítat nelineárně. Při výpočtu byla použita metoda Newton – Raphson, kde se musel optimalizovat počet přírůstků a iterací. Také byla lokálně zjemněna síť konečných prvků na desce mostovky hlavně v místě přípoju táhel na zalomené nosníky.

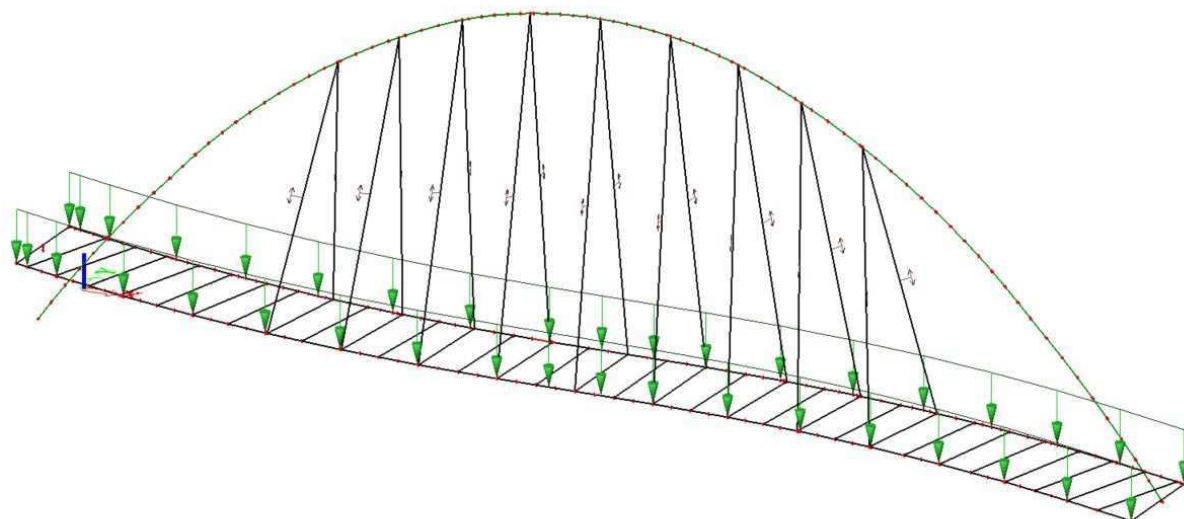


Obr. 26: 3D model v programu SCIA Engineer

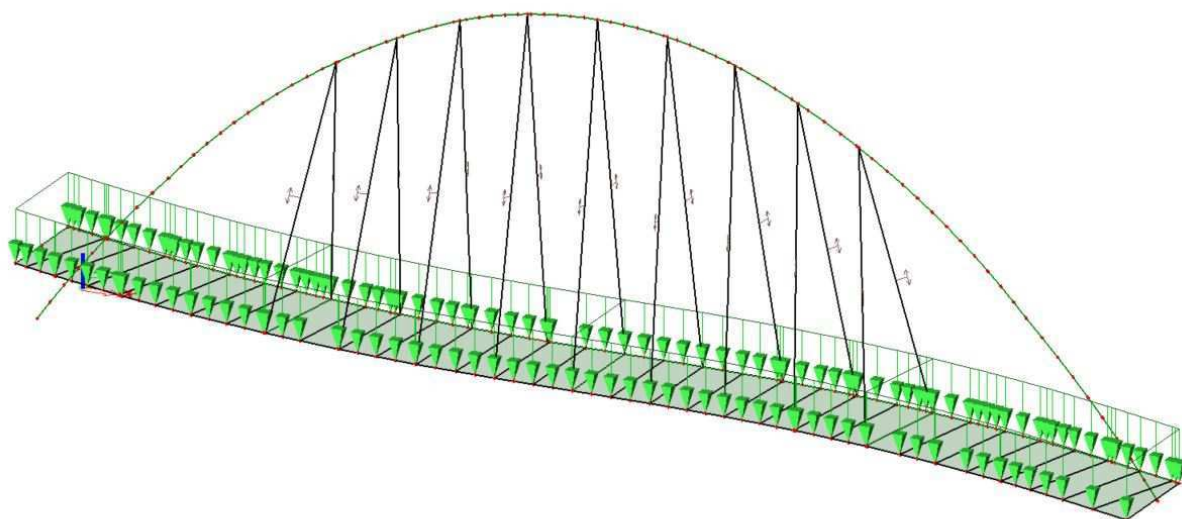
5.1.2 Zatěžovací stavy

Jak bylo zmíněno v kapitole 4., lávka je zatížena vlastní tíhou, stálým zatížením od zábradlí a náhodným zatížením v podobě chodců a větrem. Chodci a vítr jsou výběrové, což znamená, že se nikdy nemůžou potkat 2 zatížení od chodců či větru. Bylo vytvořeno 13 zatěžovacích stavů.

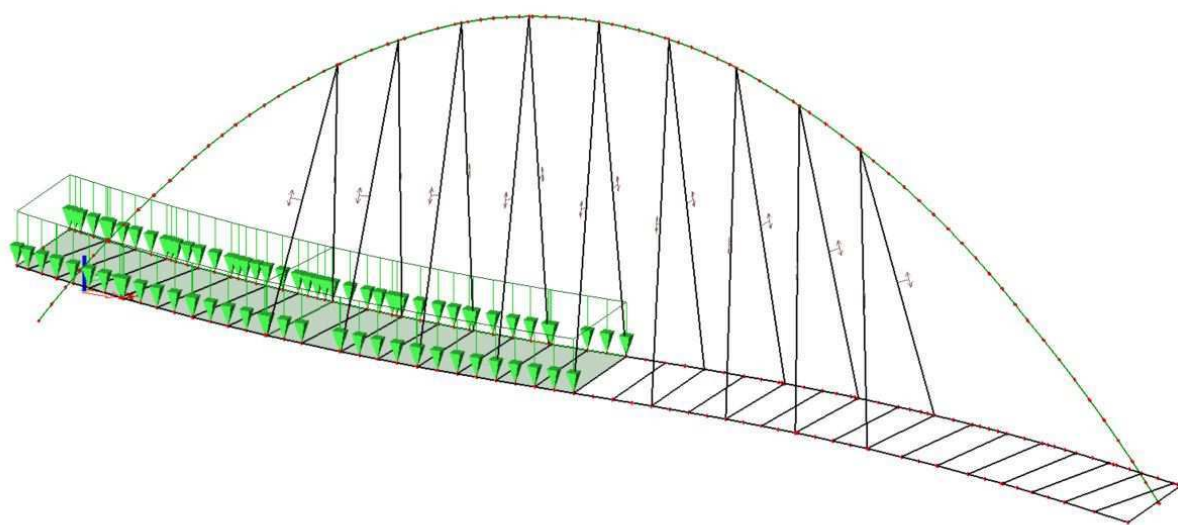
Přehled zatěžovacích stavů:



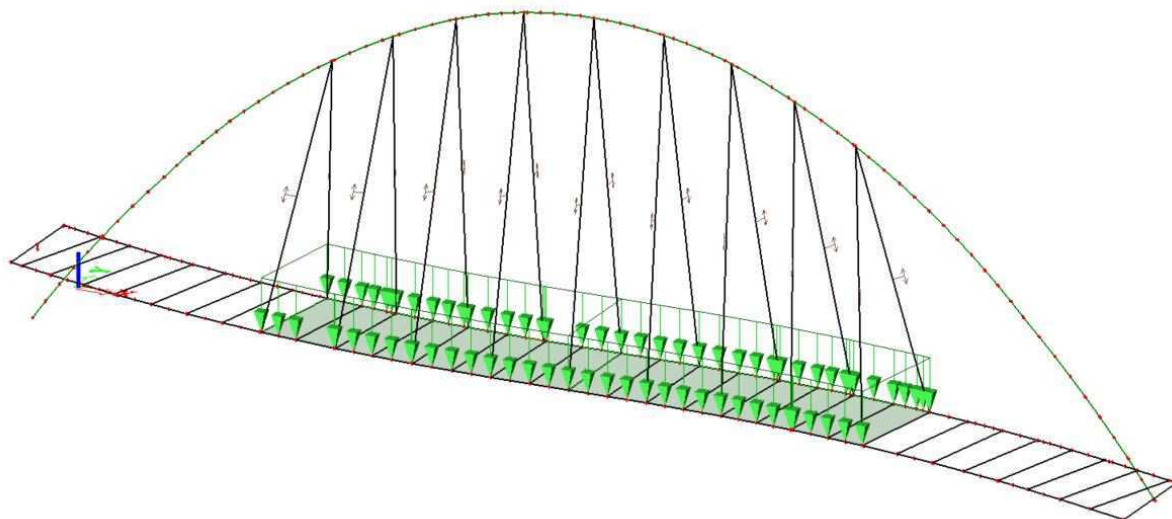
Obr. 27: stálé zatížení od zábradlí ZS2



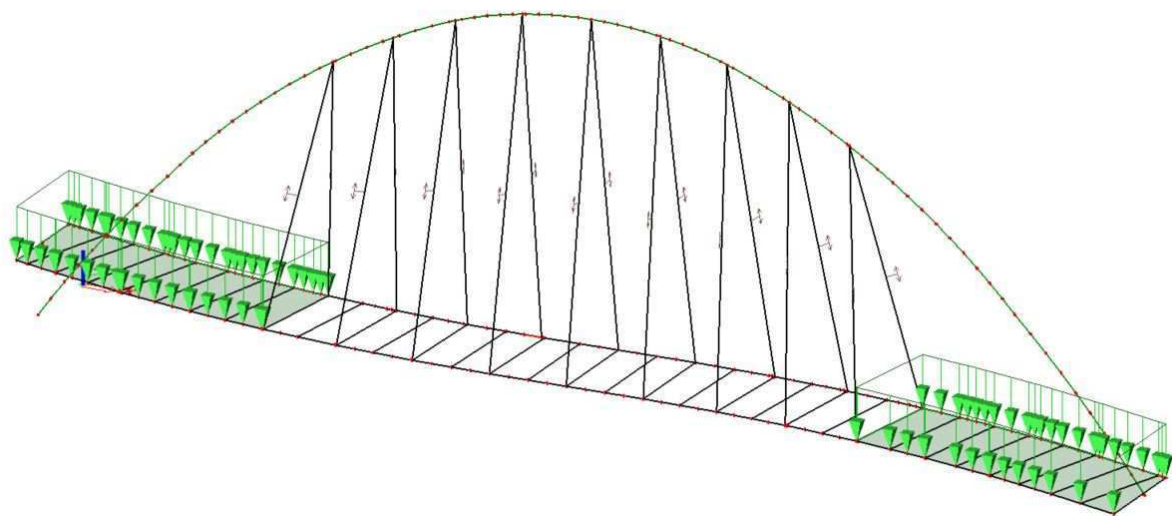
Obr. 28: zatížení chodci po celé ploše ZS3



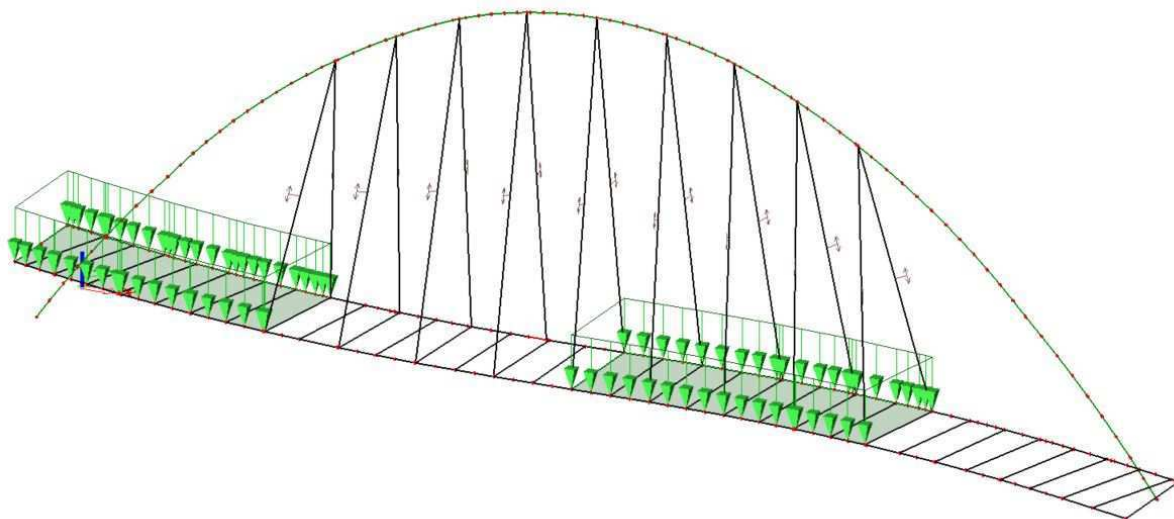
Obr. 29: zatížení chodci na polovině ZS4



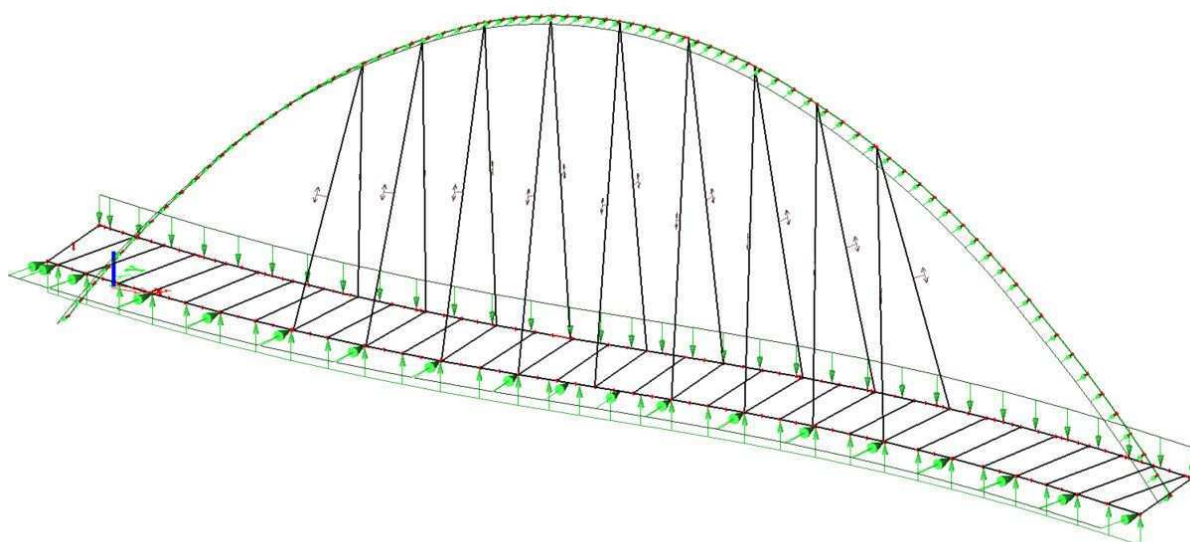
Obr. 30: zatížení chodci ve středu ZS6



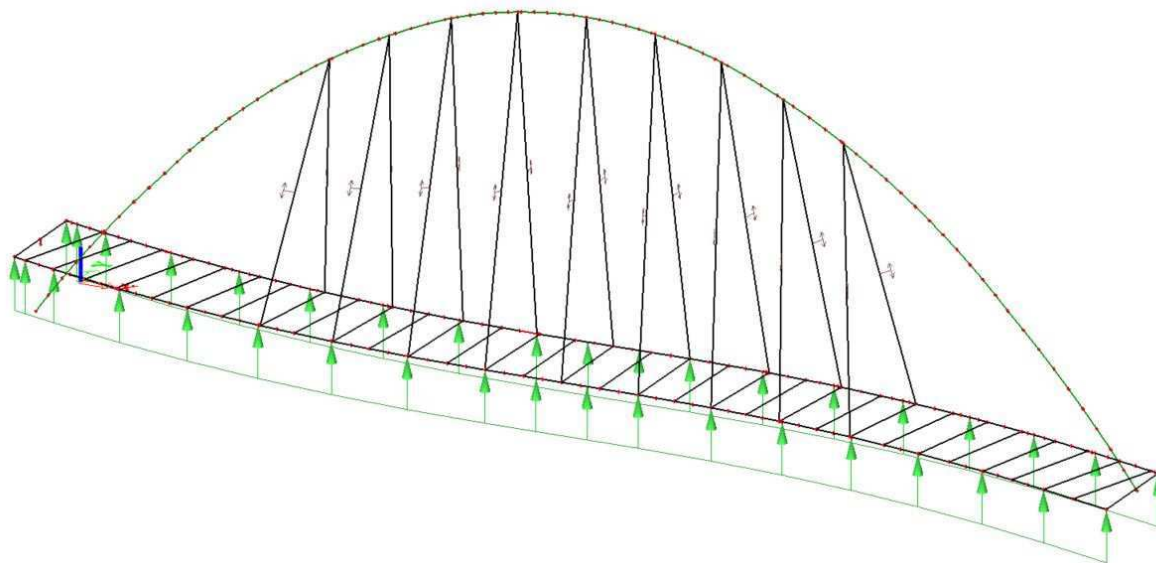
Obr. 31: zatížení chodci na krajích ZS7



Obr. 32: zatížení chodci střídavě ZS8



Obr. 33: zatížení větrem příčně ZS10



Obr. 34: zatížení větrem svisle ZS12

ZS5 odpovídá stavu ZS4 akorát na druhé polovině lávky

ZS9 odpovídá stavu ZS8 akorát zatížení je druhých dvou polích

ZS11 odpovídá stavu ZS10 akorát působí s opačným znaménkem

ZS13 odpovídá stavu ZS12 akorát působí s opačným znaménkem

5.2 ZJEDNODUŠENÝ MODEL

Jak bylo zmíněné v předchozí kapitole (5.1.1), tvorba 3D modelu není snadná. Proto byl navrhnout zjednodušený model, který by měl posuzovat hlavní nosné prvky konstrukce lávky. Průřezové charakteristiky jsou stejné jako u 3D modelu. Pro jednodušší přehlednost ve výsledných vnitřních silách a kontrolu správnosti zjednodušeného modulu, bylo vybráno pouze zatížení chodci po celé ploše.

5.2.1 Zjednodušený model mostovky

Zjednodušený model mostovky byl řešen jako spojitý nosník s pružnými podporami reprezentující táhla. Esovité zakřivení mostovky bylo zanedbáno. Podpory odpovídají 3D modelu. Tuhost táhel byla vypočítána podle vzorce (5.2).

$$k = \frac{E \times A}{l} \quad (5.2)$$

kde: E je modul pružnosti

A je plocha táhla

l je délka táhla

k je tuhost táhla

Modul pružnosti a plocha jsou konstantní pro všechny táhla, mění se pouze délka a tím tuhosti táhel. Výsledné tuhosti byly zadány jako pružné podpory (viz. tabulka 3)

Tab 3: tuhosti táhel

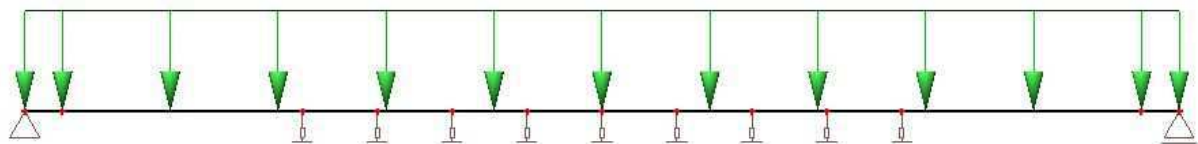
	tuhost [MN/m]
1. táhlo	20,77
2. táhlo	18,72
3. táhlo	17,27
4. táhlo	16,45
5. táhlo	16,18
6. táhlo	16,45
7. táhlo	17,27
8. táhlo	18,72
9. táhlo	20,77

Plošné zatížení bylo převedeno na spojitě a zmenšené na polovinu (viz. rovnice 5.3), protože ve 3D modelu jsou dva hlavní nosníky.

Zatížení chodci: $q_{\text{pesi}} = 5 \text{ kN/m}^2$

Šířka mostovky: $b = 4,2 \text{ m}$

$$q_{\text{mostovka}} = \frac{q_{\text{pesi}} \times b}{2} = \frac{5 \times 4,2}{2} = 10,5 \text{ kN/m} \quad (5.3)$$



Obr. 35: schéma zatížení zjednodušeného modelu mostovky

Model byl počítán lineárně i nelineárně (stejně podmínky výpočtu jako u 3D modelu). Výsledky se lišily v desetinách, a proto je uveden pouze lineární výpočet.

Tab 4: výsledky vnitřních sil zjednodušeného modelu mostovky

	lineární výpočet			
	mostovka			
	max. moment + [kNm]	max. moment - [kNm]	max. smyková síla + [kN]	max. smyková síla - [kN]
3D model	83,89	-70,74	53,98	-56,94
ZM	152,73	-47,17	59,91	-59,91

5.2.2 Zjednodušený model oblouku

U zjednodušeného modelu oblouk byl použitý stejný parabolický oblouk jako u 3D modelu. Plošné zatížení bylo převedeno na jednu sílu (viz. rovnice 5.4), která byla rozdělena na 9 bodových sil.

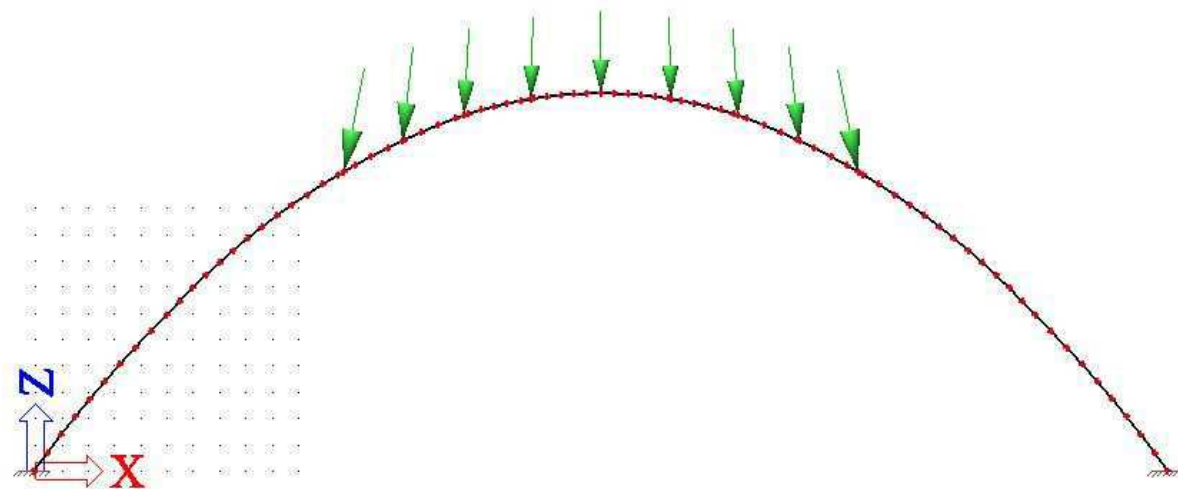
Zatížení chodci: $q_{\text{pesi}} = 5 \text{ kN/m}^2$

Šířka mostovky: $b = 4,2 \text{ m}$

Délka mostovky: $l = 46,2 \text{ m}$

$$F_{\text{oblouk}} = q_{\text{pesi}} \times b \times l = 5 \times 4,2 \times 46,2 = 970,2 \text{ kN} \quad (5.4)$$

Tyto síly byly do uzlů umístěny pod stejných úhlem, pod kterým jsou uchyceny táhla ve 3D modelu.



Obr. 36: schéma zatížení zjednodušeného modelu oblouku

Byly vytvořené 2 různé stavy zatížení oblouku. Zjednodušený model jedna (ZM 1), kde výsledná síla byla vydělena 9 a každá bodová síla měla hodnotu 107,8 kN. Zjednodušený model dva (ZM 2), kde výsledná síla byla vydělena 9 v procentuálním poměru tuhostí táhel. Z toho vyplývá, že krajní síly měly největší hodnotu, která se snižovala směrem ke středu. Oba modely byly opět počítány jak lineárně, tak nelineárně.

Tab 5: výsledky vnitřních sil zjednodušeného modelu oblouk – lineární výpočet

	lineární výpočet				
	oblouk				
	max. tlak [kN]	max. moment + [kNm]	max. moment - [kNm]	max. smyková síla + [kN]	max. smyková síla - [kN]
3D model	-563,64	342,64	-210,48	113,78	-115,51
ZM 1	-743,16	669,88	-424,3	170,85	-170,8
ZM 2	-737,46	635,4	-400,07	165,17	-165,13

Tab 6: výsledky vnitřních sil zjednodušeného modelu oblouk – nelineární výpočet

	nelineární výpočet				
	oblouk				
	max. tlak [kN]	max. moment + [kNm]	max. moment - [kNm]	max. smyková síla + [kN]	max. smyková síla - [kN]
3D model	-564	347,72	-214,71	114,88	-116,63
ZM 1	-744,18	687,77	-440,91	173,06	-173,02
ZM 2	-738,4	651,84	-415,13	167,24	-167,2

5.2.3 Shrnutí zjednodušeného modelu

Z tabulek výsledků vnitřních sil lze vyčíst, že zjednodušený model nevystihuje přesné chování konstrukce lávky. Hodnoty vnitřních sil se více či méně odlišují od 3D modelu, u ohybových momentů dokonce až dvojnásobně. Lze říct, že nelineární výpočet se více blíží realitě, ale pořád to jsou velké rozdíly, aby se dalo konstatovat, že zjednodušený model pracuje dobře. Při srovnání zjednodušených modelů oblouků je na tom lépe ZM 2, který má hodnoty sil v poměru tuhostí táhel.

Zjednodušení, které byly udělané, jsou moc velké na to, aby vystihly celkové chování lávky. Hlavní nosníky jsou monoliticky spojené mezi sebou pomocí příčníků a mostovky, tudíž spolupůsobí. Táhlá jsou prostorově zakřivená ve dvou rovinách, a to způsobuje roznos sil do více směrů. Tyto požadavky nelze dosáhnout v rovinné úloze. Kvůli nelineárnímu chování táhel, nelze použít princip superpozice. Návrh této konstrukce lávky podle zjednodušeného modelu by způsobil její předimenzování.

5.3 DYNAMICKÝ VÝPOČET

5.3.1 Modální analýza

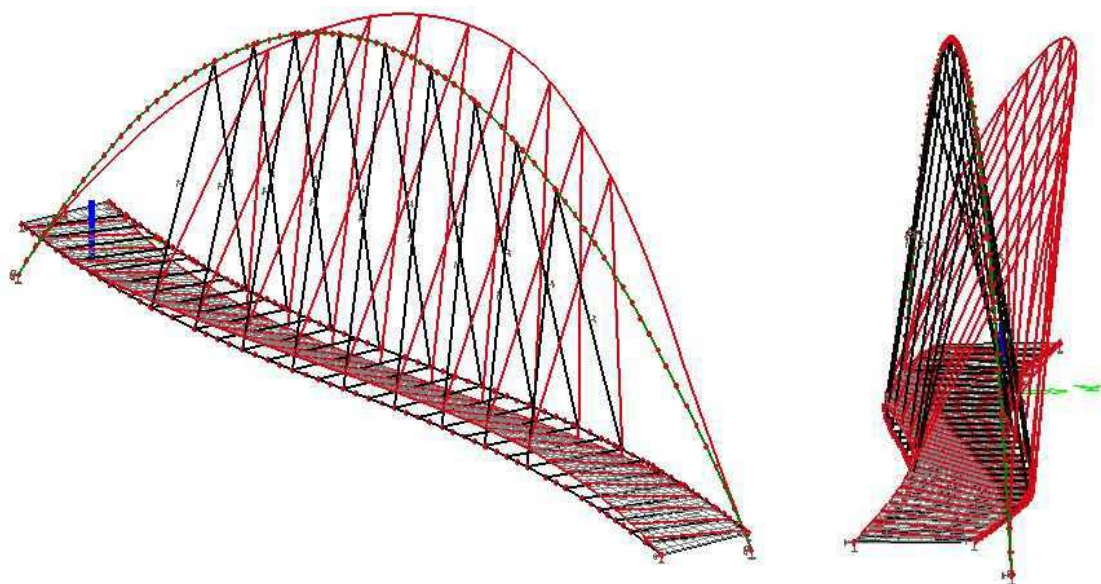
U posuzované konstrukce byla provedena modální analýza. Cílem modální analýzy je zjištění vlastních frekvencí lávky a vlastních tvarů kmitání. Tímto výpočtem se prověřuje nutnost dalších posouzení, např. kritérium ověření pohody chodců. Toto kritérium se musí podle normy [2] ověřit tehdy, když jsou hodnoty vlastních frekvencí pro svislé kmitání od 1 do 5 Hz a pro příčné kmitání od 0,5 do 2,5 Hz.

Vlastní frekvence lávky a vlastní tvary kmitání byly vypočtené v programu SCIA Engineer, ze stálého zatížení, konkrétně vlastní tíhy 3D modelu včetně mostovky a ze zábradlí, které bylo zadané jako spojitá hmota na hlavních nosnících. Bylo vypočteno 7 vlastních frekvencí a tvaru kmitání, z nichž první 3 vyžadují posouzení vynuceného kmitání lávky, protože ostatní frekvence jsou příčné nebo torzní, kromě poslední, která je svislá, ale už je za hranicí posuzování. V tabulce (Tab 7) jsou dané výsledky. Proběhla také ruční kontrola výpočtu.

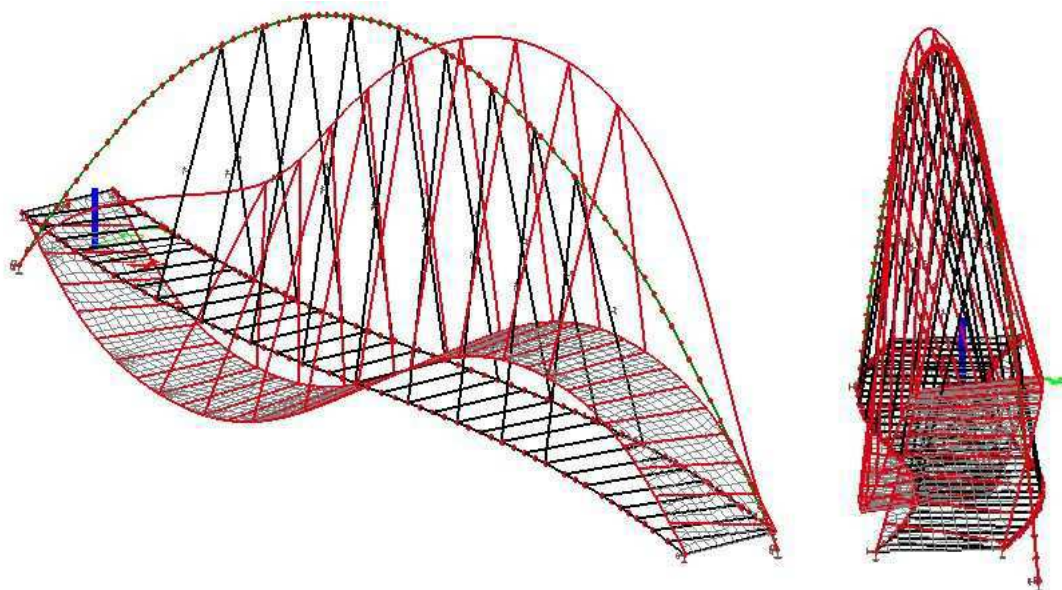
Tab 7: vlastní frekvence lávky

N	f [Hz]	omega [1/s]	omega ² [1/s ²]	T [s]
Kombinace hmot : CM1				
1	1,29	8,09	65,37	0,78
2	1,71	10,72	114,97	0,59
3	3,07	19,31	372,78	0,33
4	3,36	21,10	445,17	0,30
5	3,52	22,14	490,26	0,28
6	4,19	26,35	694,41	0,24
7	4,50	28,25	798,00	0,22

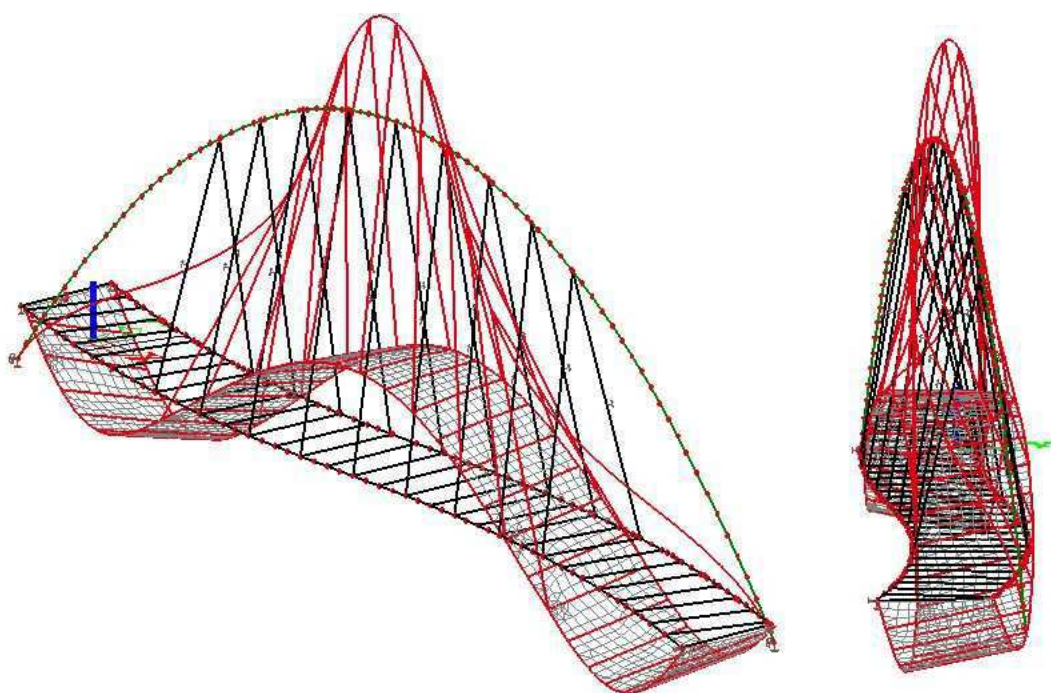
Přehled vlastních tvarů kmitání lávky:



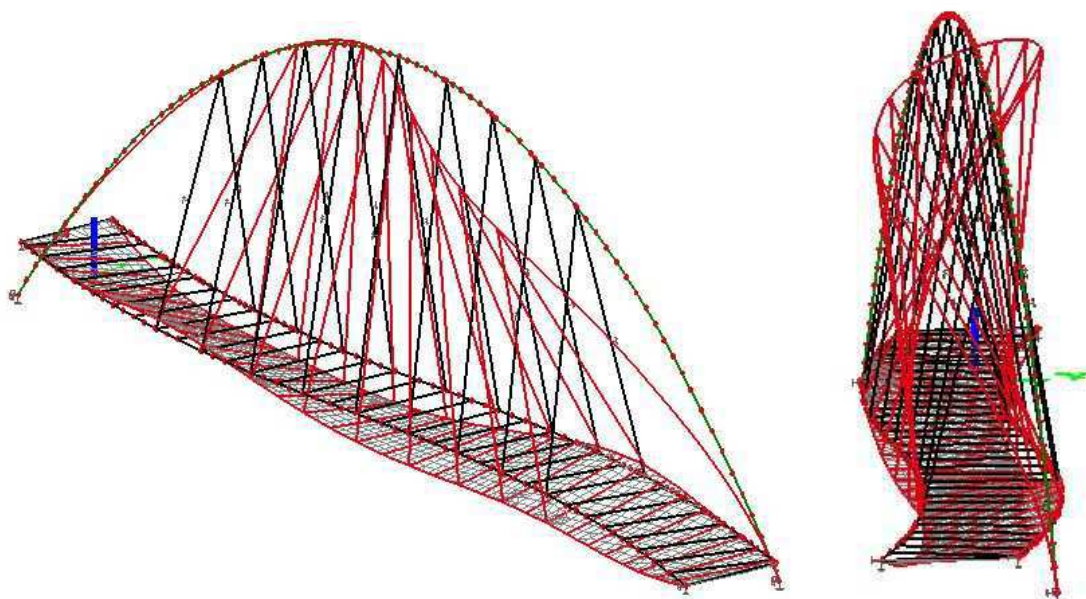
Obr. 37: první vlastní tvar kmitání 1,29 Hz



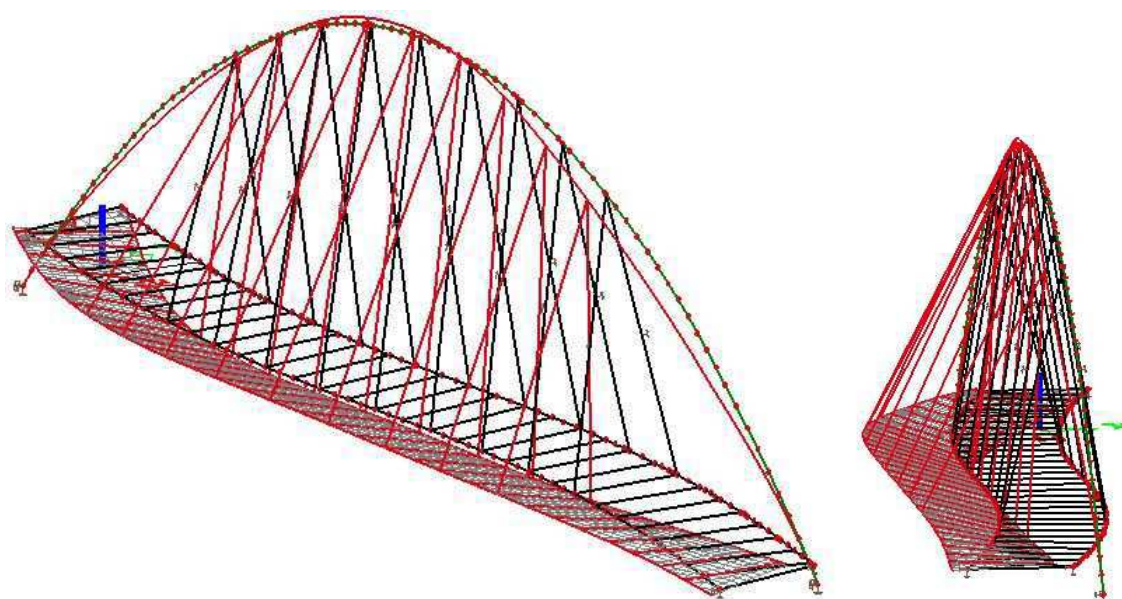
Obr. 38: druhý vlastní tvar kmitání 1,71 Hz



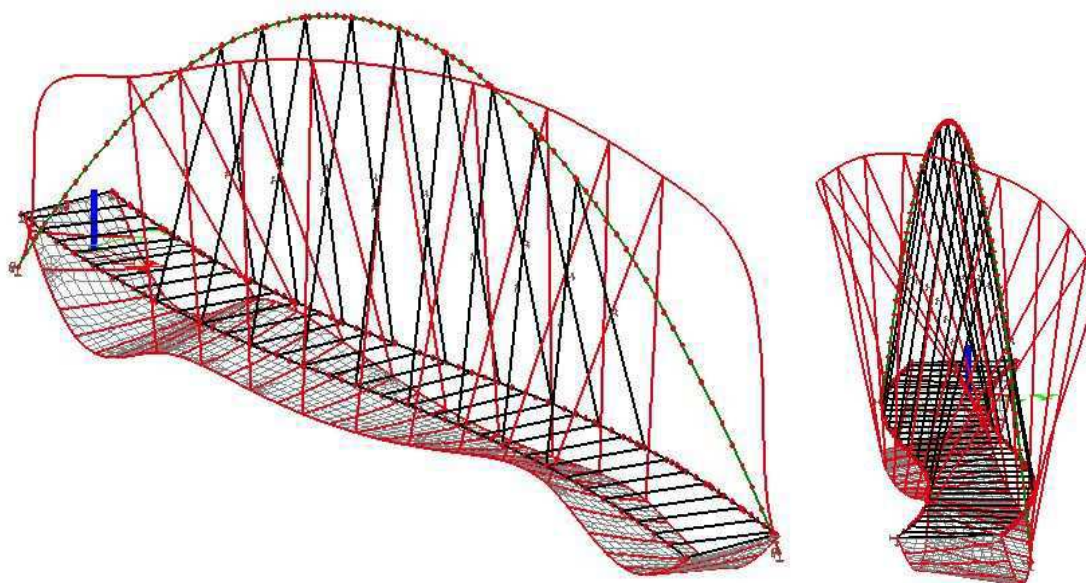
Obr. 39: třetí vlastní tvar kmitání 3,07 Hz



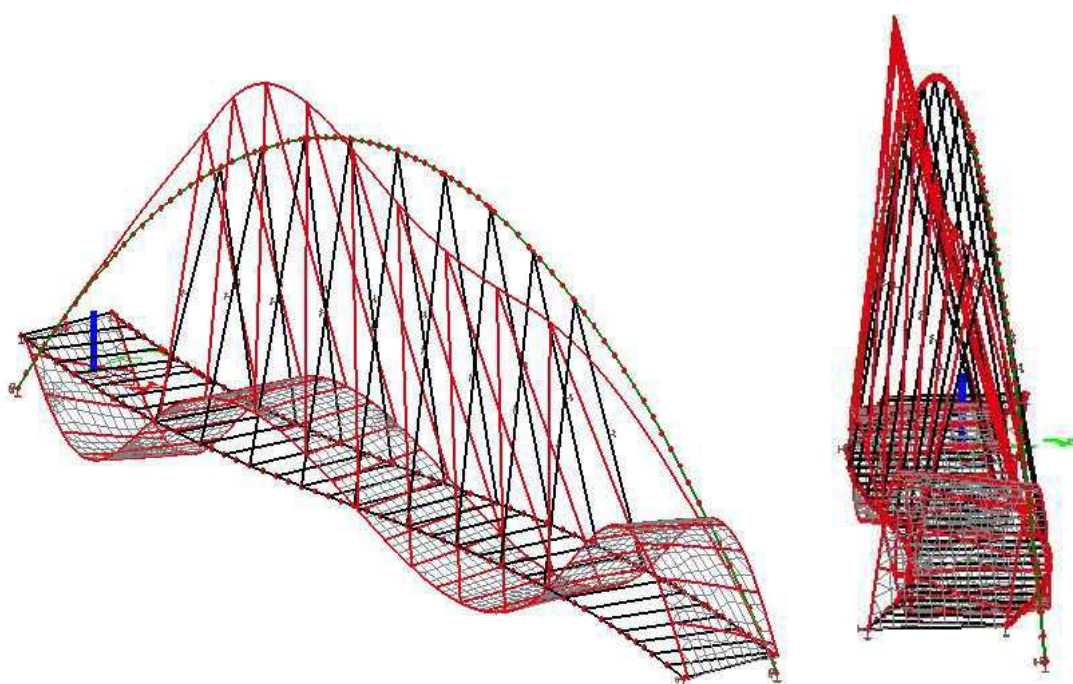
Obr. 40: čtvrtý vlastní tvar kmitání 3,36 Hz



Obr. 41: pátý vlastní tvar kmitání 3,52 Hz



Obr. 42: šestý vlastní tvar kmitání 4,19 Hz



Obr. 43: sedmý vlastní tvar kmitání 4,5 Hz

5.3.2 Posudek vynuceného kmitání lávky

Jak bylo popsáno výše, 3 vlastní frekvence lávky jsou v intervalu, který vyžaduje posouzení vynuceného kmitání lávky [12]. První vlastní frekvence $f_{(1)} = 1,29$ Hz a má příčný tvar. Druhá vlastní frekvence $f_{(2)} = 1,71$ Hz a má svislý tvar, tak jako třetí vlastní frekvence $f_{(3)} = 3,07$ Hz. Pro normální chůzi by do intervalu, který vyžaduje posouzení, spadl pouze vlastní frekvence $f_{(2)}$. Jelikož je trendem sportovat, musí se uvážit fakt, že lidé po lávce pojedou na kole, poběží nebo budou na ni poskakovat (např. sportovní fanoušci cestou ze zápasu) [13], což zapříčiní zvýšení budících frekvencí (viz Tab 8)

Tab 8: frekvence svislého kmitání

pohyb	frekvence svislého kmitání [Hz]		
	pomalá	normální	rychlá
chůze	1,4 - 1,7	1,7 - 2,2	2,2 - 2,4
běh	1,9 - 2,2	2,2 - 2,7	2,7 - 3,3
poskoky	1,3 - 3,4	1,9 - 3,0	3,0 - 3,4

Vertikální dynamické zatížení:

Dynamické zatížení od chodců se uvažuje podle návrhu [12,13]. Pokud vertikální ohybová frekvence vlastního kmitání leží v rozmezí $1,4 < f_v < 3,4$ Hz, je nutné se vertikálním vynuceným kmitáním zabývat. Do tohoto intervalu spadají druhá a třetí vlastní frekvence, jak je zmíněno výše. Pohodu chodců lze ověřit více typy zatížení. Jedním takovým typem je spojitý proud chodců, který působí jako rovnoměrné spojitě zatížení po celé šířce lávky. U tohoto zatížení je problém, že v programu SCIA Engineer lze dynamické zatížení zadat pouze do uzlů. Proto bylo zvoleno zatížení od skupiny 8 až 15 chodců. Síla odpovídající vertikálním účinkům od skupinky chodců, působící jako osamělá síla v místě největší amplitudy příslušného vlastního tvaru. Tato síla se spočte podle rovnice 5.5.

$$Q_{gv} = 280 \times k_v(f_v) \times \sin(2 \times \pi \times f_v \times t) \text{ [N]} \quad (5.5)$$

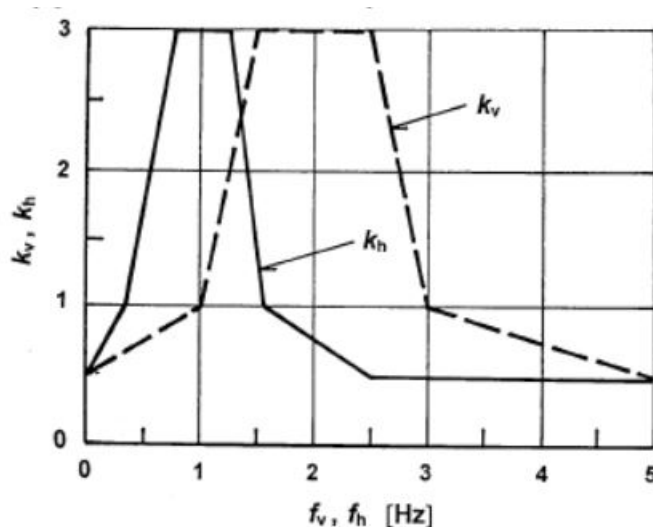
kde: f_v je vlastní frekvence kmitání lávky při svislém tvaru kmitání, přičemž se vybere frekvence, jež je nejbližší 2 Hz, k_v je bezrozměrný součinitel závislý na vlastní frekvenci f_v (viz. obr. 44), t je čas [s]

Horizontální dynamické zatížení:

Pokud horizontální ohybová frekvence vlastního kmitání leží v rozmezí $0,5 < f_v < 1,5 \text{ Hz}$, je nutné se horizontálním vynuceným kmitáním zabývat. Do tohoto intervalu spadá první vlastní frekvence, jak je zmíněno výše. Pohoda chodců se ověřuje stejným zatížením jako u vertikálního. Síla odpovídající horizontálním účinkům od skupiny chodců působí obdobně jako v předchozím případě vertikálních účinků v místě největší amplitudy příslušného vlastního tvaru. Tato síla se vypočte podle rovnice 5.6.

$$Q_{gh} = 70 \times k_h(f_h) \times \sin(2 \times \pi \times f_h \times t) \text{ [N]} \quad (5.6)$$

kde: f_h je vlastní frekvence kmitání lávky při příčném tvaru kmitání, k_h je bezrozměrný součinitel závislý na vlastní frekvenci f_h (viz. obr. 44), t je čas [s]



Obr. 44: součinitel k_v (k_h) v závislosti na frekvenci f_v (f_h)

Výpočet vynuceného kmitání:

Zatížení bylo zadáno do uzlů jako harmonické. Pro výpočet bylo nutné zadat logaritmický dekrement útlumu δ (5.7), ke kterému se musel vhodně zvolit útlum ζ . Empiricky je známo, že ocelové konstrukce mají hodnoty logaritmického dekrementu útlumu od 0,025 do 0,05. Z rovnice (5.7) vyplývá, že hodnoty ζ jsou v intervalu 0,004 – 0,008. Pro tento výpočet byla zvolena hraniční hodnota ζ 0,008.

Součinitel poměrného útlumu: $\zeta = 0,008$

Logaritmický dekrement útlumu:

$$\delta = \frac{2 \times \pi \times \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} = \frac{2 \times \pi \times 0,025}{\sqrt{1 - 0,025^2}} = 0,05 \quad (5.7)$$

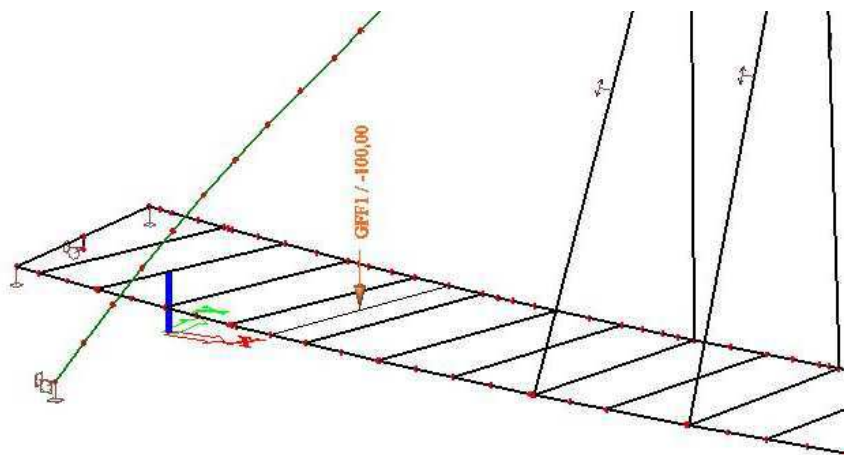
Tab 9: vynucené kmitání lávky

frekvence [Hz]	tvár kmitání	osamělá síla [kN]	součinitel $k_v(k_n)$	zrychlení [m/s ²]	limitní zrychlení [m/s ²]	posudek
1,29	příčný	0,192	2,74	0,0084	0,4	VYHOVUJE
1,71	svislý	0,84	3	0,688	0,7	VYHOVUJE
3,07	svislý	0,277	0,99	0,331	0,7	VYHOVUJE

Z výsledků (Tab 9) vyplývá, že lávka vyhoví požadavku na pohodu chodců pro zvolený útlum. Jelikož tento útlum je mezní hodnota intervalu, lze předpokládat, že při menším útlumu konstrukce podle zrychlení nevyhoví. Proto by pro větší jistotu by bylo vhodné provést dynamickou zatěžovací zkoušku, popř. nainstalování tlumičů, které by byly nastaveny na 95% hodnotu kritické frekvence kmitání. Návrh tlumiče není předmětem bakalářské práce.

5.3.3 Ověření správnosti modelu ručním výpočtem vlastní frekvence

Konstrukce lávky byla zatížena silou F o velikosti 100 kN v místě největšího průhybu v ose mostovky (obr. 44) a byla vypočítána deformace. Ze získané deformace byla zjištěna konstanta tuhosti k (viz. rovnice 5.5), ze které se dopočetla vlastní kruhová frekvence ω (viz. rovnice 5.6) a první svislá vlastní frekvence f (viz. rovnice 5.7). Celková hmotnost m_c byla zjištěna programem SCIA Engineer. Kmitající hmotnost lávky m se uvažuje 55 % z celkové hmotnosti, protože se jedná o obloukovou konstrukci, u které je hmota soustředěna více doprostřed. K dosažení co nejpřesnějších výsledků se postupovalo podle návodu SCIA Engineer, které zahrnovaly zmenšení objemové hmotnosti na 1 kg/m³ kvůli redukci vlastní tíhy a zanedbání posouvajících sil ve výpočtu.



Obr. 45: umístění síly k výpočtu největšího průhybu

Tab 10: vlastní frekvence s redukcí vlastní tíhy a posouvajících sil

N	f [Hz]	omega [1/s]	omega ² [1/s ²]	T [s]
Kombinace hmot : CM1				
1	1,43	8,96	80,36	0,70
2	2,59	16,27	264,67	0,39

Celková hmotnost lávky: $m_c = 41261 \text{ kg}$

Kmitající hmotnost: $m = 22694 \text{ kg}$

Síla: $F = 100000 \text{ N}$

Svislá deformace v místě síly: $u_z = 0,01645 \text{ m}$

Konstanta tuhosti:

$$k = \frac{F}{u_z} = \frac{100000}{0,01645} = 6079027,35 \text{ N/m} \quad (5.8)$$

Vlastní kruhová frekvence:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{6079027,35}{22694}} = 16,367 \text{ rad/s} \quad (5.9)$$

Skutečná frekvence:

$$f = \frac{\omega}{2 \times \pi} = \frac{16,367}{2 \times \pi} = 2,604 \text{ Hz} \quad (5.10)$$

Frekvence ze SCIA: $f_0 = 2,59 \text{ Hz} \approx f = 2,604 \text{ Hz}$

Výsledek lze prohlásit za správný, protože první vlastní tvar kmitání je příčný.

6 POSOUZENÍ LÁVKY

6.1 POSOUZENÍ HLAVNÍCH PRVKŮ

Seznam použitých kombinací a vykreslení vnitřních sil v příloze.

6.1.1 Seznam použitých vzorců

Únosnost v tahu:

$$N_{Rd} = A \times f_y \quad (6.1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} < 1 \quad (6.2)$$

Únosnost v tlaku s vlivem vzpěru:

Štíhlost:
$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \quad (6.3)$$

Poměrná štíhlost:
$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.4)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ nebo } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}}$$

Kritická síla:
$$N_{cr} = \pi^2 \times \frac{E \times I}{L_{cr}^2} ; N_{cr} = a_{cr} \times N \quad (6.5)$$

Součinitel vzpěrnosti:
$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \quad (6.6)$$

Vzpěrná únosnost:
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.7)$$

Vzpěrná délka:
$$L_{cr} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times I}{N \times a_{cr}}} \quad (6.8)$$

Součinitele materiálu:
$$\gamma_{M0} = 1,0 ; \gamma_{M1} = 1,0$$

Únosnost ve smyku:

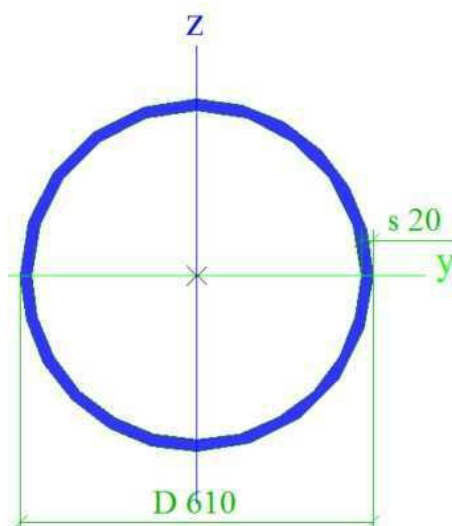
$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad (6.9)$$

Únosnost v ohybu:

$$M_{Rd} = W_{pl/el} \times f_y \quad (6.10)$$

6.1.2 Posouzení oblouku

název	oblouk
typ	CHS 610/20
materiál [MPa]	S 355
výroba	válcovaný
A [m ²]	3,71E-02
A _{y,z} [m ²]	2,36E-02
I _{y,z} [m ⁴]	1,61E-03
i _{y,z} [m]	2,09E-01
W _{el,y,z} [m ³]	5,29E-03
W _{pl,y,z} [m ³]	6,96E-03
E [MPa]	2,10E+05



Obr. 46: průřezové charakteristiky oblouku

Zatřídění průřezu:

$$\frac{d}{t} = \frac{610}{20} = 30,5 \leq 50 \times \varepsilon^2 = 33,1 \quad \Rightarrow \quad \text{třída průřezu 1}$$

Posouzení průhybu:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{180} = \frac{53862}{180} = 299,3 \geq \delta_{max} = 79,6 \quad \Rightarrow \quad \text{VYHOVUJE}$$

Vnitřní síly:

Tab 11: vnitřní síly oblouku

N _{max}	0 kN	
N _{min}	-2318,1 kN	NC 96
V _{max}	465,54 kN	NC 96
T = M _{x,max}	66,13 kNm	NC 18
M _{y,max}	1631,58 kNm	NC 27
M _{z,max}	402,57 kNm	NC 18

Únosnost v tlaku s vlivem vzpěru:

Kritický násobek ze stabilitního výpočtu: $a_{cr} = 7,76$

Křivka vzpěrné pevnosti: $\alpha = 0,21$

Vzpěrná délka (z rovnice 6.8): $L_{cr} = 15,5 \text{ m}$

Štíhlost (z rovnice 6.3): $\lambda_{y,z} = 74,18$

Poměrná štíhlost (z rovnice 6.4): $\lambda_1 = 76,4$

$$\bar{\lambda}_{y,z} = 0,97$$

Součinitel vzpěrnosti (z rovnice 6.6): $\phi_{y,z} = 1,05$

$$\chi_{y,z} = 0,69$$

Vzpěrná únosnost (z rovnice 6.7): $N_{b,Rd} = 9025,31 \text{ kN}$

Návrhová tlaková síla: $N_{Ed} = 2318,1 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,257 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Oblouk vyhoví na vybočení v rovině i z roviny, protože má v obou směrech stejné průřezové charakteristiky.

Únosnost ve smyku:

Smyková únosnost (z rovnice 6.9): $V_{pl,Rd} = 4837,04 \text{ kN}$

Návrhová smyková síla: $V_{Ed} = 465,54 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,096 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Vliv smykové síly na ohybovou únosnost:

Podmínka: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,096 \leq 0,5 \Rightarrow$

není nutné uvažovat vliv smyku na ohybovou únosnost

Únosnost v ohybu:

Ohybová únosnost (z rovnice 6.10): $M_{Rd} = 2472,47 \text{ kNm}$

Návrhový ohybový moment: $M_{Ed} = 1631,58 \text{ kNm}$

Posudek: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,66 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost při ohybu a osově síle (šikmý ohyb):

Konstanty: $\alpha = \beta = 2$

Ohybová únosnost (z rovnice 6.10): $M_{Rd} = 2472,47 \text{ kNm}$

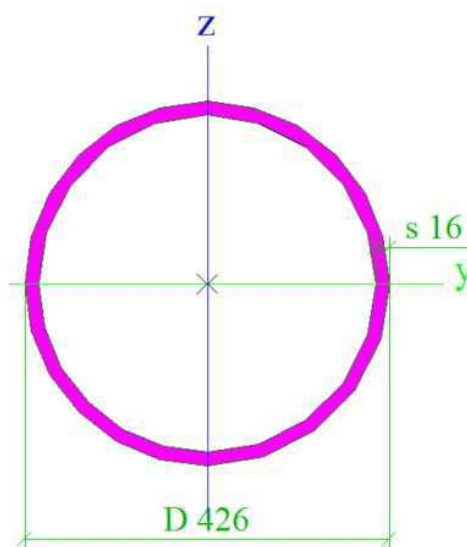
Návrhový ohybový moment: $M_{y,Ed} = 1631,58 \text{ kNm}$

$M_{z,Ed} = 402,57 \text{ kNm}$

Posudek: $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Rd}}\right)^\beta = 0,462 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

6.1.3 Posouzení hlavního nosníku

název	hlavní nosník
typ	CHS 426/16
materiál [MPa]	S 355
výroba	válcovaný
A [m ²]	2,06E-02
A _{y,z} [m ²]	1,31E-02
I _{y,z} [m ⁴]	4,34E-04
i _{y,z} [m]	1,45E-01
W _{el y,z} [m ³]	2,04E-03
W _{pl y,z} [m ³]	2,69E-03
E [MPa]	2,10E+05



Obr. 47: průřezové charakteristiky hlavního nosníku

Zatřídění průřezu:

$$\frac{d}{t} = \frac{426}{16} = 26,63 \leq 50 \times \varepsilon^2 = 33,1 \Rightarrow \text{třída průřezu 1}$$

Posouzení průhybu:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{46800}{250} = 187,2 \geq \delta_{max} = 113,5 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Vnitřní síly:

Tab 12: vnitřní síly hlavního nosníku

N_{\max}	66,68 kN	NC 94
N_{\min}	-88,93 kN	NC 94
V_{\max}	217,43 kN	NC 96
$T = M_{x,\max}$	47,04 kNm	NC 18
$M_{y,\max}$	365,05 kNm	NC 24
$M_{z,\max}$	9,07 kNm	NC 18

Únosnost v tahu:

Tahová únosnost (z rovnice 6.1): $N_{Rd} = 7316,2 \text{ kN}$

Návrhová tahová síla: $N_{Ed} = 66,68 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,009 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost v tlaku s vlivem vzpěru:

Kritický násobek ze stabilitního výpočtu: $a_{cr} = 10,0$

Křivka vzpěrné pevnosti: $\alpha = 0,21$

Poměrná štíhlost (z rovnice 6.4): $\bar{\lambda}_{y,z} = 3,26$

Součinitel vzpěrnosti (z rovnice 6.6): $\phi_{y,z} = 6,09$

$$\chi_{y,z} = 0,09$$

Vzpěrná únosnost: (z rovnice 6.7): $N_{b,Rd} = 651,04 \text{ kN}$

Návrhová tlaková síla: $N_{Ed} = 88,93 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,137 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost ve smyku:

Smyková únosnost (z rovnice 6.9): $V_{pl,Rd} = 2689,07 \text{ kN}$

Návrhová smyková síla:

$$V_{Ed} = 217,43 \text{ kN}$$

Posudek:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,081 \leq 1 \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

Vliv smykové síly na ohybovou únosnost:

Podmínka:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,081 \leq 0,5 \Rightarrow$$

není nutné uvažovat vliv smyku na ohybovou únosnost

Únosnost v ohybu:

Ohybová únosnost (z rovnice 6.10):

$$M_{Rd} = 955,31 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment:

$$M_{Ed} = 365,05 \text{ kNm}$$

Posudek:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,38 \leq 1 \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost při ohybu a osově síle (šikmý ohyb):

Konstanty:

$$\alpha = \beta = 2$$

Ohybová únosnost (z rovnice 6.10):

$$M_{Rd} = 955,31 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment:

$$M_{y,Ed} = 365,05 \text{ kNm}$$

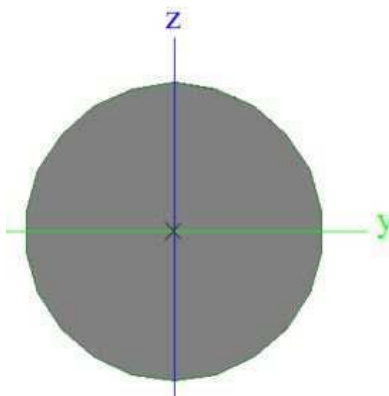
$$M_{z,Ed} = 9,07 \text{ kNm}$$

Posudek:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Rd}}\right)^{\beta} = 0,146 \leq 1 \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

6.1.4 Posouzení táhla

název	táhlo
typ	RD 36
materiál [MPa]	S 460
výroba	válcovaný
$A [m^2]$	1,02E-03
$A_{y,z} [m^2]$	9,16E-04
$I_{y,z} [m^4]$	8,07E-08
$i_{y,z} [m]$	9,00E-03
$W_{el y,z} [m^3]$	4,48E-06
$W_{pl y,z} [m^3]$	7,65E-06
$E [MPa]$	2,10E+05



Obr. 48: průřezové charakteristiky táhla

Vnitřní síly:

Tab 13: vnitřní síla v táhle

N_{max}	432,4 kN	NC 24
-----------	----------	-------

Únosnost v tahu:

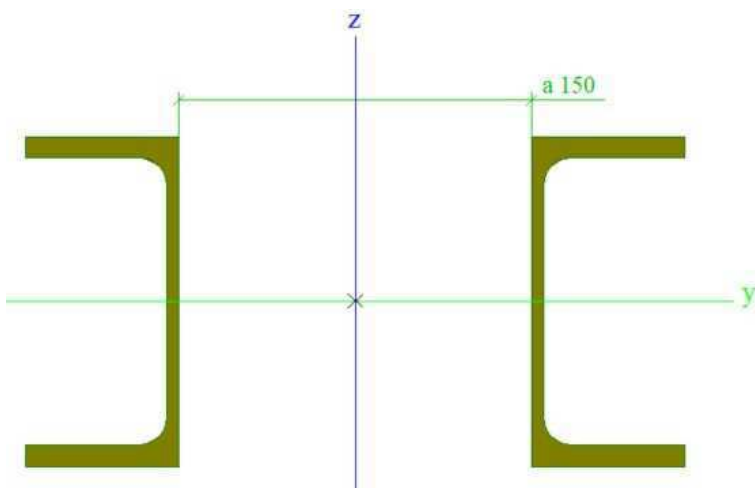
Tahová únosnost (z rovnice 6.1): $N_{Rd} = 468,004 \text{ kN}$

Návrhová tahová síla: $N_{Ed} = 432,4 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,92 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

6.1.5 Posouzení příčnicku

název	příčník
typ	2 × UPE 140
materiál [MPa]	S 355
výroba	válcovaný
A [m ²]	3,69E-03
A _y [m ²]	2,18E-03
A _z [m ²]	1,43E-03
I _y [m ⁴]	1,20E-05
I _z [m ⁴]	3,61E-05
I _w [m ⁶]	3,87E-08
I _t [m ⁴]	7,99E-08
i _y [m]	5,70E-02
i _z [m]	9,90E-02
W _{ely} [m ³]	1,71E-04
W _{elz} [m ³]	2,58E-04
W _{ply} [m ³]	1,98E-04
W _{pl,z} [m ³]	3,57E-04
E [MPa]	2,10E+05



Obr. 49: průřezové charakteristiky příčnicku

Zatřídění průřezu:

Stojina: $\frac{d}{t_w} = \frac{122}{5} = 24,4 \leq 72 \times \varepsilon = 58,32 \Rightarrow$ třída průřezu 1

Pásnice: $\frac{c}{t_f} = \frac{65}{9} = 7,22 \leq 9 \times \varepsilon = 7,29 \Rightarrow$ třída průřezu 1

Vnitřní síly:

Na prvku jsou téměř nulové momenty, protože je monoliticky spřažený s deskou, která přebírá tyto síly. Proto bude posudek momentů proveden ručně.

Tab 14: vnitřní síly příčnicku

N _{max}	133,67 kN	NC 18
N _{min}	-83,72 kN	NC 103
V _{max}	23,98 kN	NC 24

Únosnost v tahu:

Tahová únosnost (z rovnice 6.1): $N_{Rd} = 1309,95 \text{ kN}$

Návrhová tahová síla: $N_{Ed} = 133,67 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,102 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost v tlaku s vlivem vzpěru:

Křivka vzpěrné pevnosti: $\alpha = 0,49$

Vzpěrná délka: $L_{cr} = 4 \text{ m}$

Štíhlost (z rovnice 6.3): $\lambda_{y,z} = 70,18$

Poměrná štíhlost (z rovnice 6.4): $\lambda_1 = 76,4$

$$\bar{\lambda}_{y,z} = 0,92$$

Součinitel vzpěrnosti (z rovnice 6.6): $\phi_{y,z} = 1,1$

$$\chi_{y,z} = 0,59$$

Vzpěrná únosnost: (z rovnice 6.7): $N_{b,Rd} = 770,02 \text{ kN}$

Návrhová tlaková síla: $N_{Ed} = 83,72 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,109 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost ve smyku:

Smyková únosnost (z rovnice 6.9): $V_{pl,Rd} = 773,9 \text{ kN}$

Návrhová smyková síla: $V_{Ed} = 23,98 \text{ kN}$

Posudek: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,031 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Vliv smykové síly na ohybovou únosnost:

Podmínka: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,031 \leq 0,5 \Rightarrow$

není nutné uvažovat vliv smyku na ohybovou únosnost

Únosnost v ohybu:

Ohybová únosnost (z rovnice 6.10): $M_{Rd} = 60,71 \text{ kNm}$

Návrhový ohybový moment byl vypočítán na prostém nosníku délky $L = 4 \text{ m}$. Zatížený byl chodci na účinné šířce $b = 1,5 \text{ m}$ a přenásobený součinitelem stálého zatížení 1,35. Spojité zatížení $q = 10,125 \text{ kN/m}$.

$$M_{Ed} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{10,125 \times 4^2}{8} = 20,25 \text{ kNm} \quad (6.11)$$

Posudek: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,33 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Klopení a boulení stěny je zabráněno zmonolitněním příčnicku s mostovkou zabetonováním celého profilu kromě dolní pásnice.

Všechny únosnosti vyhoví i pro jeden U profil.

Posouzení průhybu:

δ_{max} se vypočetlo z rovnice 6.12, ze které se vyjádřila deformace.

$$K \times u = F \quad (6.12)$$

Tuhost: $K = \frac{48 \times E \times I}{L^3} \text{ N/m}$

Zatížení: $F = q_{pesi} \times b \times L = 5 \times 1,5 \times 4 = 30 \text{ kN}$

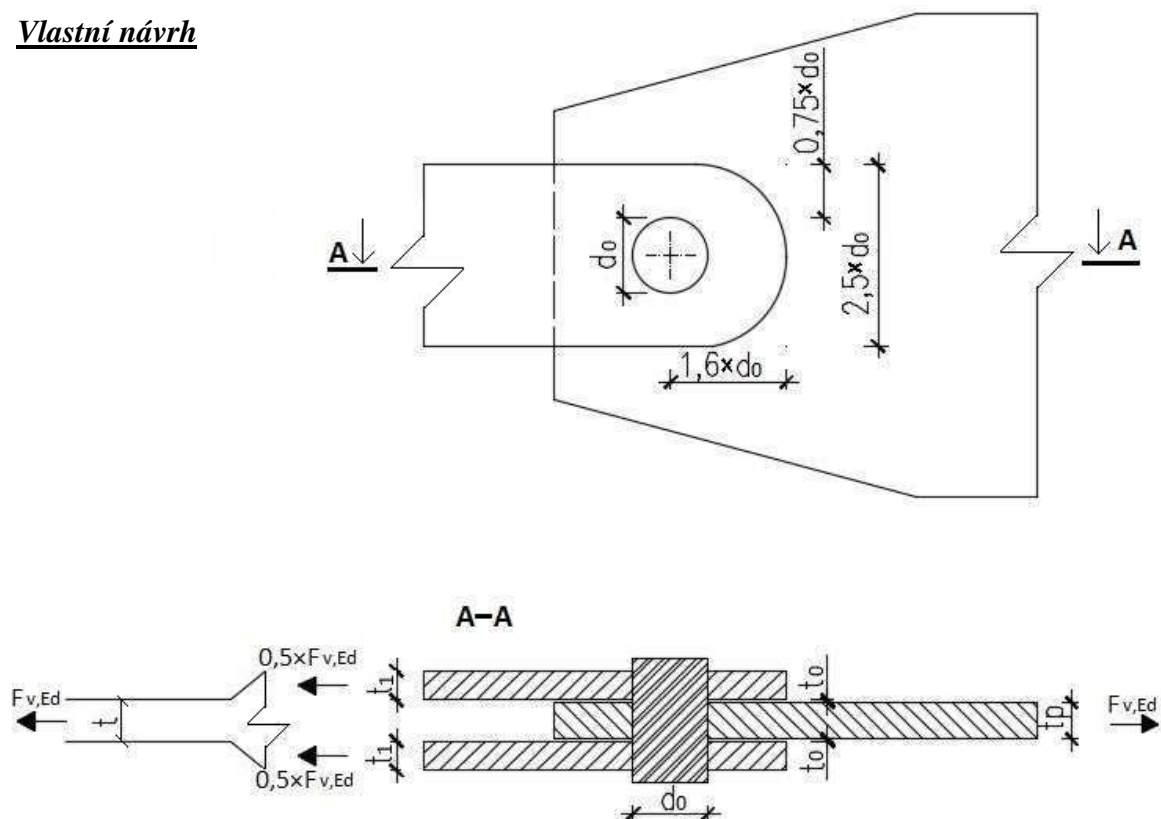
Deformace: $\delta_{max} = \frac{F}{K} = \frac{30000}{1890000} = 15,8 \text{ mm}$

$\delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \geq \delta_{max} = 15,8 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

6.2 POSOUZENÍ VYBRANÝCH SPOJŮ

6.2.1 Připojení táhla k oblouku

Vlastní návrh



Obr. 50: schéma připojení táhla k oblouku

Průřezové charakteristiky:

$t = 36 \text{ mm}$	průměr táhla
$t_1 = 26 \text{ mm}$	tloušťka připojovacího plechu
$t_0 = 2 \text{ mm}$	mezera mezi plechy
$t_p = 30 \text{ mm}$	tloušťka styčnickového plechu
$f_y = 300 \text{ MPa}$	nižší z meze kluzu čepu a spojované části
$f_{yp} = 300 \text{ MPa}$	mez kluzu čepu
$f_{up} = 500 \text{ MPa}$	mez pevnosti čepu
$d = 60 \text{ mm}$	průměr čepu
$d_0 = 62 \text{ mm}$	průměr otvoru pro čep

$\gamma_{M0} = 1,0$ součinitel spolehlivosti

$\gamma_{M2} = 1,25$ součinitel spolehlivosti pro spoje

vnitřní síla v místě spoje:

$$F_{Ed} = 432,4 \text{ kN}$$

Pro připojovací plechy musí být splněny podmínky:

$$t_1 \geq 0,7 \times \sqrt{\frac{F_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y}} = 0,7 \times \sqrt{\frac{432400 \times 1,0}{355 \times 10^6}} = 0,024 \text{ m} \Rightarrow \text{navržena tloušťka } t_1 = 26 \text{ mm}$$

$$d_0 \leq 2,5 \times t_1 = 62 \leq 65 \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost čepu ve střihu:

$$A = \pi \times r^2 = \pi \times 0,03^2 = 0,00283 \text{ m}^2 \quad \text{plocha průřezu čepu}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A \times f_{up}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 0,00283 \times 500 \times 10^6}{1,25} = 678,6 \text{ kN} \quad (6.13)$$

$$F_{v,Rd} \geq F_{Ed} = 678,6 \text{ kN} \geq 432,4 \text{ kN} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost plechu a čepu v otláčení:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \times d \times t_1 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \times 0,06 \times 0,026 \times 300 \times 10^6}{1,0} = 702 \text{ kN} \quad (6.14)$$

$$F_{b,Rd} \geq F_{Ed} = 702 \text{ kN} \geq 432,4 \text{ kN} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost čepu v ohybu:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} \times (t_p + 4 \times t_0 + 2 \times t_1) = \frac{432400}{8} \times (0,03 + 4 \times 0,002 + 2 \times 0,026) = 4,86 \text{ kNm} \quad (6.15)$$

$$W_{el} = \frac{\pi \times d^3}{32} = \frac{\pi \times 0,06^3}{32} = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \quad \text{průřezový modul} \quad (6.16)$$

$$M_{Rd} = \frac{1,5 \times W_{el} \times f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \times 2,13 \times 10^{-3} \times 300 \times 10^6}{1} = 9,54 \text{ kNm} \quad (6.17)$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 9,54 \text{ kNm} \geq 4,86 \text{ kNm} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost čepu při kombinaci stříhu a ohybu:

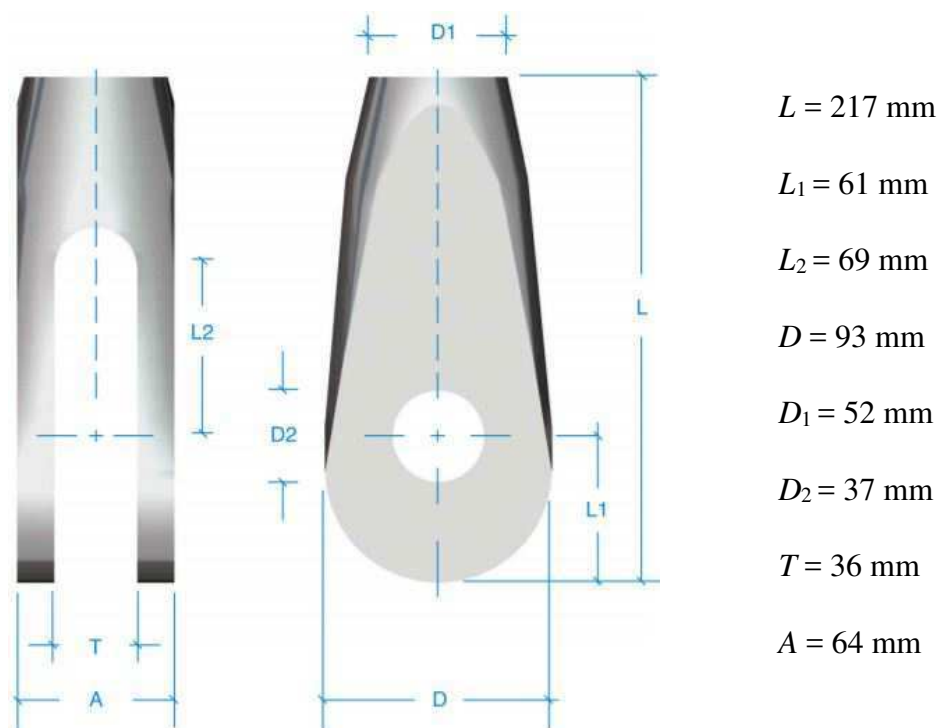
$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 0,67 \leq 1 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Připojení táhla k oblouk dle katalogu firmy Mekano4:

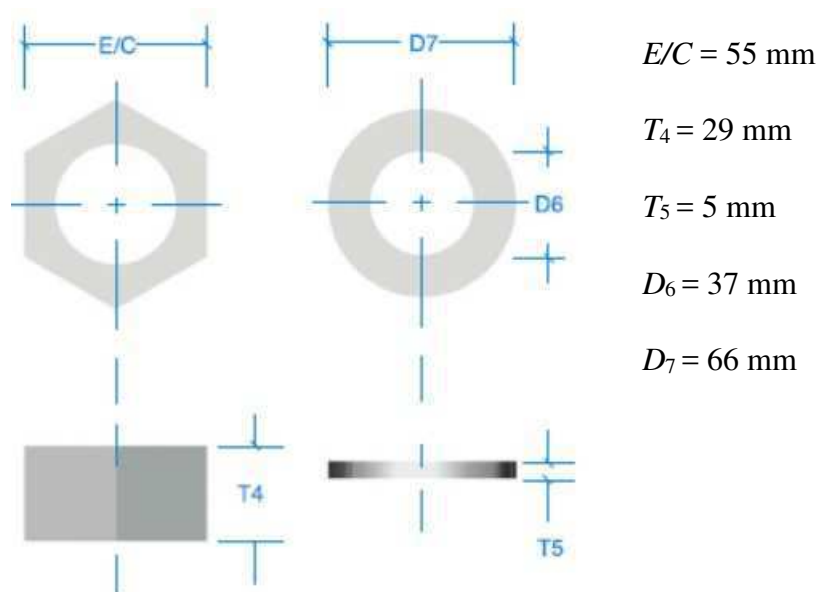
Yield Load (Design load)	kN	375
Ultimate Load (Break load)	kN	498
Nominal Area	mm ²	817
Weight	kg/m	6,72
Yield Stress (R _e)	N/mm ²	460
Ultimate Stress (R _m)	N/mm ²	610
Elongation	%	20
Fork-Fork	+/- mm	20
Per Turnbuckle	+/- mm	50

Obr. 51: materiálové charakteristiky M36 – vidlice pro průměr táhla 36 mm

Přípoj táhla k oblouku je realizován pomocí vidlicového zakončení.



Obr. 52: rozměry vidlice



Obr. 53: rozměry matice šroubu a podložky

Vidlicové zakončení se spojí se styčnickovým plechem, který musí mít tloušťku minimálně 30 mm, pomocí čepu o průměru 36 mm.

6.2.2 Svarový spoj styčnickového plechu k oblouku

Průřezové charakteristiky:

$f_y = 355 \text{ MPa}$	mez kluzu základního materiálu
$f_u = 510 \text{ MPa}$	mez pevnosti základního materiálu
$\gamma_{M2} = 1,25$	součinitel spolehlivosti pro spoje
$a = 5 \text{ mm}$	účinná tloušťka koutového svaru
$\beta_w = 0,9$	korekční součinitel koutových svarů
$L = 300 \text{ mm}$	účinná délka koutového svaru

vnitřní síla v místě spoje:

$$F_{Ed} = 432,4 \text{ kN}$$

Připojení styčnickového plechu k oblouku je realizováno jako čelní svar, z čeho vyplývá, že $\tau_{||} = 0$.

Ověření nosnosti svaru:

$$L = 300 \text{ mm} \geq 6 \times 5 = 30 \text{ mm}$$

Únosnost čelního svaru:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} \quad (6.18)$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times \tau_{\perp}^2} = \sqrt{4 \times \left(\frac{\sigma_w}{\sqrt{2}}\right)^2} = \sigma_w \times \sqrt{2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \quad (6.19)$$

Návrhová pevnost svaru ve smyku se vypočítá dle rovnice 6.20.

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = \frac{510 \times 10^6}{0,9 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 261,7 \text{ MPa} \quad (6.20)$$

Celková únosnost svaru dle zjednodušené metody se vypočítá z rovnice 6.21.

$$F_{w,Rd} = L \times a \times f_{vw,d} = 0,3 \times 0,005 \times 261,7 \times 10^6 = 392,6 \text{ kN} \quad (6.21)$$

Posudek: $F_{w,Rd} \geq F_{Ed} = 392,6 \text{ kN} \leq 432,4 \text{ kN} \Rightarrow$ **NEVYHOVUJE**

Únosnost svaru dle zjednodušené metody je nepřesná, ale na stranu bezpečnou. Tato nepřesnost je největší v případě, že $\tau_{\parallel} = 0$, což je i tento případ.

Normálové napětí je vyjádřeno v rovnici 6.19 a vypočteno dle rovnice 6.22

$$\sigma_w = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{2}} = \frac{510 \times 10^6}{0,9 \times 1,25 \times \sqrt{2}} = 320,56 \text{ MPa} \quad (6.22)$$

Plná únosnost svaru se vypočítá z rovnice 6.23.

$$F_{w,Rd} = L \times a \times \sigma_w = 0,3 \times 0,005 \times 320,56 \times 10^6 = 480,83 \text{ kN} \quad (6.23)$$

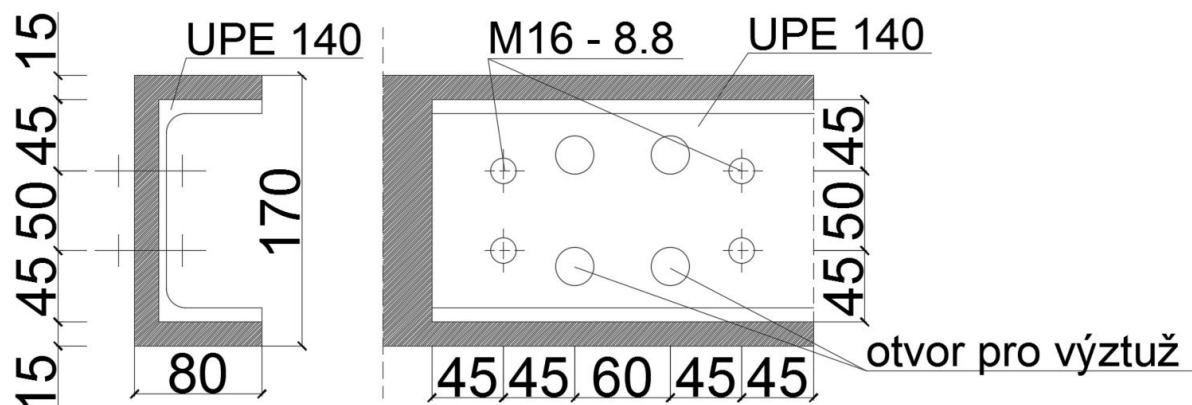
Posudek: $F_{w,Rd} \geq F_{Ed} = 480,83 \text{ kN} \geq 432,4 \text{ kN} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Z posudků si lze všimnout, že svar vyhoví na plnou únosnost, ale ne podle zjednodušené metody. Nepřesnost zjednodušené metody lze vyjádřit číselně.

Nepřesnost: $\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{2}} = 1,225$

Svar s plnou únosností má o 22,5 % vyšší únosnost než únosnost svaru dle zjednodušené metody.

6.2.3 Šroubový přípoj příčnicku k nosníku



Obr. 54: schéma šroubového přípoje příčnicku k nosníku

Průřezové charakteristiky:

$f_y = 355 \text{ MPa}$	mez kluzu základního materiálu
$f_u = 510 \text{ MPa}$	mez pevnosti základního materiálu
$\gamma_{M2} = 1,25$	součinitel spolehlivosti pro spoje
$\gamma_{M0} = 1,0$	součinitel spolehlivosti
$t_w = 5 \text{ mm}$	tloušťka stojiny UPE 140
$t_f = 9 \text{ mm}$	tloušťka pásnice UPE 140
$h = 140 \text{ mm}$	výška UPE 140
$b = 65 \text{ mm}$	šířka UPE 140
$r = 12 \text{ mm}$	poloměr zaoblení stojiny a pásnice UPE 140
$d_0 = 18 \text{ mm}$	průměr otvoru pro šroub M16
$\alpha_v = 0,6 \text{ mm}$	konstanta šroubu 8.8, kde rovina stříhu prochází závitem
$A_s = 157 \text{ mm}^2$	plocha jádra šroubu M16
$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$	mez pevnosti šroubu pevnostní třídy 8.8
$A = 1840 \text{ mm}^2$	plocha UPE 140

vnitřní síly v místě spoje:

$$N_{Ed} = 133,67 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 23,98 \text{ kN}$$

Ohybové momenty nejsou uvažovány, protože jsou přeneseny mostovka.

Únosnost v tahu:

Tahová síla působí ve stěně průřezu. O únosnosti rozhoduje oslabený průřez. Smyková plocha se vypočítá dle rovnice 6.24.

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f = 1840 - 2 \times 65 \times 9 + (5 + 12) \times 9 = 823 \text{ mm}^2 \quad (6.24)$$

Oslabená smyková plocha je rovna smykové ploše bez otvorů (viz. rovnice 6.25).

$$A_{w,net} = A_w - 2 \times d_0 \times t_w = 823 - 2 \times 18 \times 5 = 643 \text{ mm}^2 \quad (6.25)$$

Tahová únosnost oslabeného průřezu (viz rovnice 6.26):

$$N_{w,Rd,net} = 0,9 \times \frac{A_{w,net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \times \frac{643 \times 10^{-6} \times 510 \times 10^6}{1,25} = 236,11 \text{ kN} \quad (6.26)$$

Posudek: $N_{w,Rd,net} \geq N_{Ed} = 236,11 \text{ kN} \geq 133,67 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost ve stříhu:

Únosnost jednostřížného šroubu se vypočítá dle rovnice 6.27.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^6 \times 157 \times 10^{-6}}{1,25} = 60,29 \text{ kN} \quad (6.277)$$

Posudek: $F_{v,Rd} \geq V_{Ed} = 60,29 \text{ kN} \geq 23,98 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Únosnost v otláčení:

Pro únosnost šroubů v otláčení rozhoduje stěna profilu UPE 140, která má menší tloušťku než přivařený úhelník (U tvaru) k nosníku. Únosnost se vypočítá dle rovnice 6.28.

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1,57 \\ \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{45}{3 \times 18} = 0,83 \\ \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 = \frac{50}{3 \times 18} - 0,25 = 0,68 \end{array} \right\} = 0,68$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{45}{18} - 1,7 = 5,3 \\ 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \times \frac{45}{18} - 1,7 = 1,8 \end{array} \right\} = 1,8$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha \times d \times t_w \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{1,8 \times 0,68 \times 0,016 \times 0,005 \times 510 \times 10^6}{1,25} = 62,05 \text{ kN} \quad (6.288)$$

Posudek: $F_{b,Rd} \geq V_{Ed} = 62,05 \text{ kN} \geq 23,98 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Počet šroubů na stěně: $n = \frac{N_{w,Rd,net}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = \frac{236,11}{60,29} = 3,92 \Rightarrow 4 \text{ ks (vyhovuje návrhu)}$

Únosnost oslabeného průřezu UPE 140 ve smyku:

Únosnost oslabeného průřezu UPE 140 ve smyku se vypočítá dle rovnice 6.29.

$$V_{w,Rd,net} = \frac{A_{w,net} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{643 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{1,0 \times \sqrt{3}} = 131,79 \text{ kN} \quad (6.29)$$

Posudek: $V_{w,Rd,net} \geq V_{Ed} = 131,79 \text{ kN} \geq 23,98 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

6.2.4 Návrh ložiska

Ložiska jsou navržena elastomerová. Navržena jsou na extrémní hodnoty reakcí a posunů, které nastávají vlivem zatížení. Ložiska jsou navržena z katalogu firmy Helmos – ELV. Elastomerové ložisko pracuje jako všesměrné pohyblivé ložisko s omezeným pohybem. Ložisko umožňuje vodorovný posun a pootočení nosné stavební konstrukce v libovolné vertikální a horizontální rovině. Elastomerové ložisko je ve tvaru kvádru. Kvádr tvoří elastomerová hmota, která je uvnitř vyztužená vodorovnými výztuhami. Je zajištěn kontakt mezi ložiskem a konstrukcí, protože v něm působí pouze tlakové síly.

Tab 15: vnitřní síly v podporách

	R_z [kN]	R_y [kN]	R_x [kN]	posun ve směru x [mm]
neposuvné	172,1	17,89	51,75	-
posuvné ve směru x	180,45	14,91	-	2,6

Půdorysní rozměry: $a \times b = 150 \times 200 \text{ mm}$

Výška elastomerového bloku: $c = 63 \text{ mm}$

Hlavní rozměry všesměrně pevného ložiska: $B \times L = 170 \times 330 \text{ mm}$

Hlavní rozměry příčně pevného ložiska: $B \times L = 220 \times 320$ mm

Pro lepší přehlednost jsou hodnoty zobrazeny v tabulce 16. Navržené hodnoty jsou označeny červeně.

Tab 16: návrhové hodnoty ložisek

Typ ložiska			Všesměrně pevné				Příčně pevné			
Půdorysní rozměry	Výška elastomerového bloku	Zatížení	Horizontální zatížení		Hlavní rozměry		Horizontální zatížení	Pohyb	Hlavní rozměry	
a x b	c	Fz	Fx	Fy	B	L	Fy	± vx	B	L
mm	mm	kN	kN		mm		kN	mm	mm	
150x200	21	300	147	79	170	330	165	11	220	240
	28		125	67			140	14		260
	35		110	60			122	28		270
	42		96	53			108	21		290
	49		87	48			96	23		300
	56		80	44			88	25		310
	63		72	40			82	27		320

7 ZÁVĚR

Cílem této bakalářské práce bylo vytvoření numerického modelu obloukové ocelové lávky pro pěší se zavěšenou, půdorysně zakřivenou mostovkou v programu SCIA Engineer. Tento model vyžadoval pečlivé vyladění z hlediska nastavení nelineárního výpočtu. Nakonec bylo dosaženo optimálního nastavení a model počítal správně.

Byl vytvořen zjednodušený model, který měl za cíl charakterizovat hlavní nosné prvky konstrukce v rovinné úloze. Při správnosti modelu by bylo možné podobné konstrukce předem posuzovat jako jednoduché modely a poté pomocí superpozice navrhnout prvky, místo složitějšího modelování 3D konstrukce. Hypotéza možnosti použití zjednodušeného modelu bohužel nebyla potvrzena, protože ve zjednodušeném modelu byly někdy až dvojnásobně větší síly než u 3D modelu.

Jako většina lávek pro pěší, i tato konstrukce měla problém s dynamickým zatížením, převážně od chodců. Byla provedena modální analýza, z níž byly zjištěny vlastní frekvence a

vlastní tvary kmitání lávky. Hodnoty vlastních frekvencí spadaly do nebezpečného intervalu rezonance, a proto bylo nutné posoudit konstrukci z hlediska pohody chodců. Simulace zatížení od skupiny chodců ukázala, že lávka normovým kritériím vyhoví při zvoleném útlumu. Protože útlum je znám experimentálně z praxe nebo se musí měřit pomocí různých přístrojů, a jelikož dynamika závisí na mnoha proměnných, stálo by za uvážení provedení dynamické zatěžovací zkoušky nebo návrh tlumičů, jako bylo popsáno v kapitole 5.3.2. Aby tlumič správně plnil svou funkci, musí jeho naladění respektovat skutečnou frekvenci pohybu, která má být utlumena. Proto se doporučuje ověřovací dynamické měření na hotové konstrukci

Všechny posuzované hlavní nosné prvky a vybrané spoje vyhověly dle norem ČSN EN, což nebylo žádným překvapením, jelikož lávka, která byla inspirací pro vypracování této práce, byla postavena před 5 lety.

Vypracování bakalářské práce pro mě bylo velkým přínosem, protože jsem se zabýval problematikou, se kterou jsem se v průběhu studia zatím nesetkal. Získal jsem zkušenosti s modelováním konstrukcí ve výpočetním programu SCIA Engineer. Nejprínosnější pro mne bylo prohloubení znalostí v oblasti dynamiky stavebních konstrukcí, jelikož bych se chtěl lávkám či mostním konstrukcím věnovat dále v průběhu studia a poté i po něm.

8 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: svislé a vodorovné frekvence	- 14 -
Obr. 2: svislá složka nášlapové síly, levá a pravá noha	- 14 -
Obr. 3: poloha mostovky	- 16 -
Obr. 4: most Costa e Silva v Brazílii	- 17 -
Obr. 5: typy nosníkových soustav	- 18 -
Obr. 6: most v Klášterci nad Ohří	- 19 -
Obr. 7: typy rámových mostů	- 19 -
Obr. 8: most ve Strojnické Lhotě	- 20 -
Obr. 9: Erasmus bridge v Rotterdamu	- 21 -
Obr. 10: schéma visutého mostu	- 21 -
Obr. 11: aerodynamický tvar nosníku	- 22 -
Obr. 12: uspořádání visutých mostů	- 22 -
Obr. 13: Golden Gate bridge	- 23 -
Obr. 14: pravá oblouk (a) a oblouk s táhlem (b)	- 23 -
Obr. 15: oblouky podle stupně statické neurčitosti	- 24 -
Obr. 16: oblouky podle poměrů tuhosti	- 25 -
Obr. 17: obloukové mosty s různou polohou mostovky	- 25 -
Obr. 18: oblouky rozdělené podle tvaru	- 25 -
Obr. 19: ztužení obloukových mostů	- 26 -
Obr. 20: Trojský most přes Vltavu v Praze	- 27 -
Obr. 21: zavěšená lávka přes řeku Jizeru v Semilech	- 28 -
Obr. 22: schéma zakřivení mostovky lávky	- 29 -
Obr. 23: schéma větru	- 37 -
Obr. 24: algoritmus na výpočet souřadnic v programu Matlab	- 40 -
Obr. 25: prutový model v programu AutoCAD	- 40 -
Obr. 26: 3D model v programu SCIA Engineer	- 41 -
Obr. 27: stálé zatížení od zábradlí ZS2	- 41 -
Obr. 28: zatížení chodci po celé ploše ZS3	- 42 -
Obr. 29: zatížení chodci na polovině ZS4	- 42 -
Obr. 30: zatížení chodci ve středu ZS6	- 43 -
Obr. 31: zatížení chodci na krajích ZS7	- 43 -
Obr. 32: zatížení chodci střídavě ZS8	- 44 -

Obr. 33: zatížení větrem příčně ZS10	- 44 -
Obr. 34: zatížení větrem svisle ZS12	- 45 -
Obr. 35: schéma zatížení zjednodušeného modelu mostovky.....	- 46 -
Obr. 36: schéma zatížení zjednodušeného modelu oblouku	- 47 -
Obr. 37: první vlastní tvar kmitání 1,29 Hz	- 49 -
Obr. 38: druhý vlastní tvar kmitání 1,71 Hz	- 50 -
Obr. 39: třetí vlastní tvar kmitání 3,07 Hz	- 50 -
Obr. 40: čtvrtý vlastní tvar kmitání 3,36 Hz	- 51 -
Obr. 41: pátý vlastní tvar kmitání 3,52 Hz.....	- 51 -
Obr. 42: šestý vlastní tvar kmitání 4,19 Hz.....	- 52 -
Obr. 43: sedmý vlastní tvar kmitání 4,5 Hz	- 52 -
Obr. 44: součinitel k_v (k_h) v závislosti na frekvenci f_v (f_h).....	- 54 -
Obr. 45: umístění síly k výpočtu největšího průhybu	- 56 -
Obr. 46: průřezové charakteristiky oblouku.....	- 58 -
Obr. 47: průřezové charakteristiky hlavního nosníku	- 60 -
Obr. 48: průřezové charakteristiky táhla	- 63 -
Obr. 49: průřezové charakteristiky příčnicku	- 64 -
Obr. 50: schéma připojení táhla k oblouku	- 67 -
Obr. 51: materiálové charakteristiky M36 – vidlice pro průměr táhla 36 mm.....	- 69 -
Obr. 52: rozměry vidlice	- 69 -
Obr. 53: rozměry matice šroubu a podložky	- 70 -
Obr. 54: schéma šroubového přípoje příčnicku k nosníku.....	- 72 -

9 SEZNAM TABULEK

Tab 1: výška trámových nosníků	- 16 -
Tab 2: výšky nosníků jednokolejných železničních mostů.....	- 18 -
Tab 3: tuhosti táhel.....	- 46 -
Tab 4: výsledky vnitřních sil zjednodušeného modelu mostovky	- 47 -
Tab 5: výsledky vnitřních sil zjednodušeného modelu oblouk – lineární výpočet	- 48 -
Tab 6: výsledky vnitřních sil zjednodušeného modelu oblouk – nelineární výpočet	- 48 -
Tab 7: vlastní frekvence lávky	- 49 -
Tab 8: frekvence svislého kmitání	- 53 -
Tab 9: vynucené kmitání lávky	- 55 -

Tab 10: vlastní frekvence s redukcí vlastní tíhy a posouvajících sil	- 56 -
Tab 11: vnitřní síly oblouku	- 58 -
Tab 12: vnitřní síly hlavního nosníku	- 61 -
Tab 13: vnitřní síla v táhle.....	- 63 -
Tab 14: vnitřní síly příčnicku.....	- 64 -
Tab 15: vnitřní síly v podporách	- 74 -
Tab 16: návrhové hodnoty ložisek	- 75 -

10 POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004
- [2] ČSN EN 1990/A2: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2015.
- [3] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 1: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.
- [4] ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007.
- [5] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2007.
- [6] ČSN EN 1993-2: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty. Praha: ČNI, 2008.
- [7] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha: ČNI, 2007.
- [8] ČSN 73 6200: Mosty - Terminologie a třídění. Praha: ČNI, 2011.
- [9] ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů. Praha: ČNI, 2008.
- [10] ROTTER, Tomáš a Jiří STUDNIČKA. *OCELOVÉ KONSTRUKCE 30: Ocelové mosty*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999.
- [11] PIRNER, Miloš a Ondřej FISCHER. *Dynamika ve stavební praxi*. Praha: ČKAIT, 2010.
- [12] STUDNIČKOVÁ, M. Kmitání lávek pro chodce. *Stavební obzor*. 2003, **12**(4), 112-116.

- [13] STUDNIČKOVÁ, M. Dynamický tlumič na lávce pro chodce. *Stavební obzor*. 2003, **12**(5), 149-156.
- [14] HAUKSSON, Fjalar. *Dynamic behaviour of footbridges subjected to pedestrian induced vibrations*. Malmö, 2005. Master's Dissertation. Skanska Teknik AB, Malmö
- [15] KALA, Jiří. *Kmitání mostní konstrukce vyvolané pohybem osob*. Brno, 2009. Habilitační práce. VUT Brno.
- [16] [Http://www.caok.cz/uploaded/Lavka%20pres%20Jizeru.pdf](http://www.caok.cz/uploaded/Lavka%20pres%20Jizeru.pdf) [online]. [cit. 2017-04-22].
- [17] [Http://www.semily.cz/lavka/os-1167](http://www.semily.cz/lavka/os-1167) [online]. [cit. 2017-04-22].
- [18] [Https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c7/Ponte_rio_niteroi.JPG](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c7/Ponte_rio_niteroi.JPG) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [19] [Https://libri.cz/databaze/mosty/pics/3581/01-zkouka-lokomotivy.jpg](https://libri.cz/databaze/mosty/pics/3581/01-zkouka-lokomotivy.jpg) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [20] [Http://repond.pl/images/reference/reference_47/fotka_0.jpg](http://repond.pl/images/reference/reference_47/fotka_0.jpg) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [21] [Http://st3.depositphotos.com/1899211/12533/i/450/depositphotos_125337820-stock-photo-view-on-the-erasmus-bridge.jpg](http://st3.depositphotos.com/1899211/12533/i/450/depositphotos_125337820-stock-photo-view-on-the-erasmus-bridge.jpg) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [22] [Https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/0/0c/GoldenGateBridge-001.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/0/0c/GoldenGateBridge-001.jpg) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [23] [Http://www.elogistika.info/wp-content/uploads/2015/10/r6045.jpg](http://www.elogistika.info/wp-content/uploads/2015/10/r6045.jpg) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [24] [Http://www.mekano4.com/](http://www.mekano4.com/) [online]. [cit. 2017-04-23].
- [25] [Http://helmos.cz/produkty/hrncova-loziska](http://helmos.cz/produkty/hrncova-loziska) [online]. [cit. 2017-04-23].

10.1 POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ A GRAFICKÉ PROGRAMY

SCIA Engineer 16.1 (studentská verze)

AutoCAD 2016 (studentská verze)

Microsoft Office 2016 (studentská verze)

Matlab 2012b (studentská verze)

11 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č.1 – doplňující obrázky k teoretickému rozboru lávek

Příloha č.2 - mapové podklady pro výpočet zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4

Příloha č.3 – výpis použitých kombinací

Příloha č.4 – návrhové vnitřní síly pro statické posudky

Příloha č.5 – fotodokumentace reálné konstrukce lávky

VÝKRESY

Výkres č.1 – situace

Výkres č.2 – půdorys, pohled,

Výkres č.3 – příčné řezy

Výkres č.4 – podélný řez

Výkres č.5-1 – výrobní výkres vybrané části

Výkres č.5-2 – výpis prvků výrobního výkresu vybrané části

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Lávka pro pěší zajímavé architektury

Foot Bridge of an Attractive Architecture

PŘÍLOHY

Student:

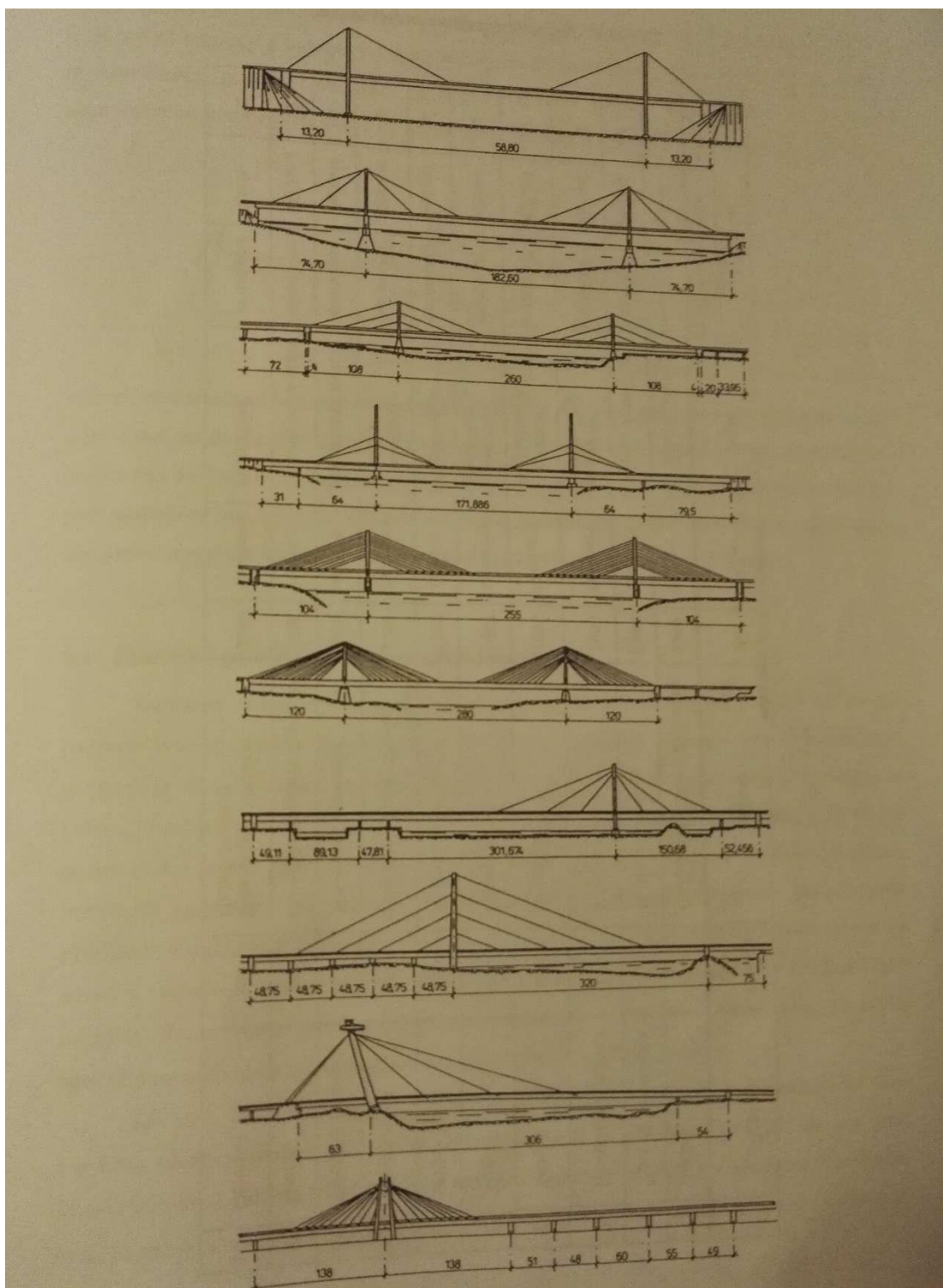
Adam Olbrecht

Vedoucí bakalářské práce:

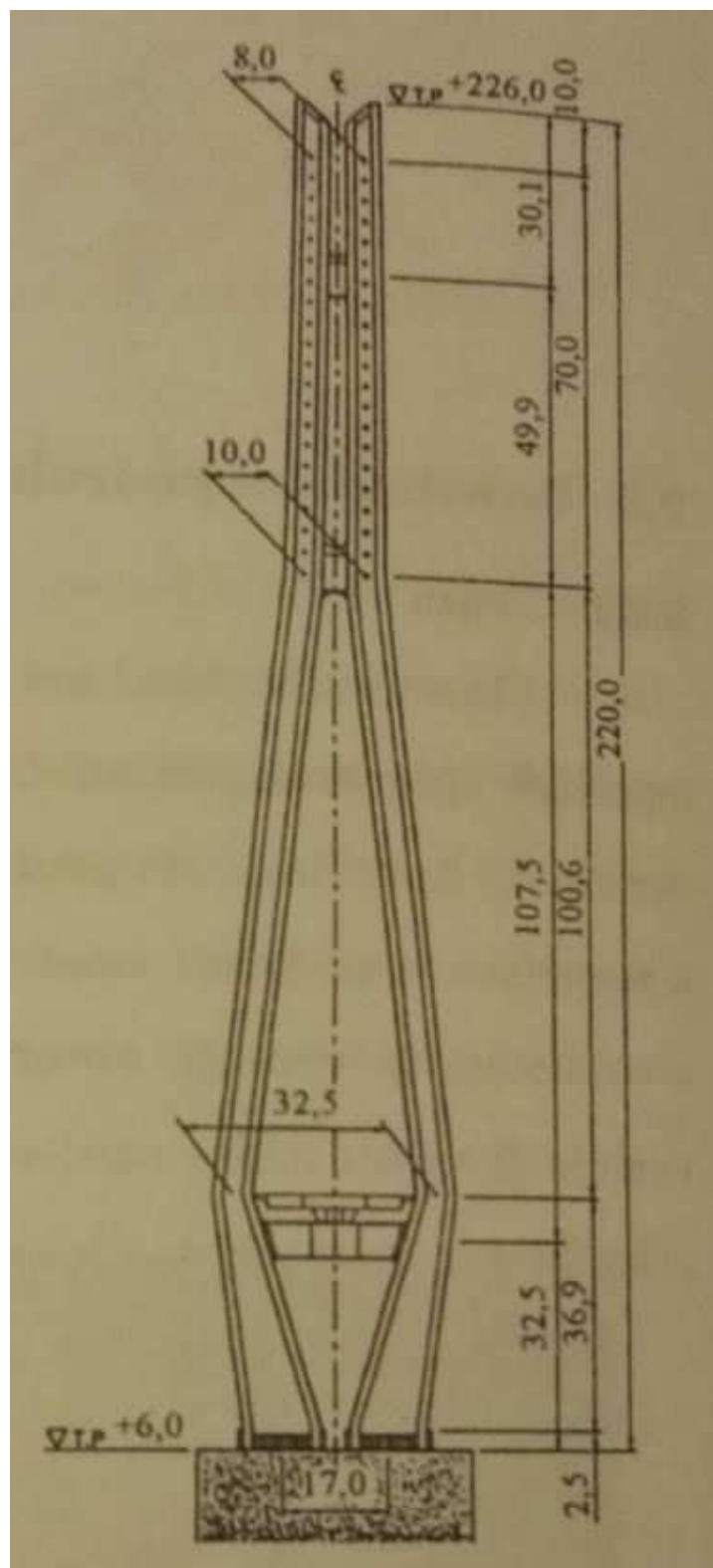
Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2017

Příloha č.1 – doplňující obrázky k teoretickému rozboru lávek

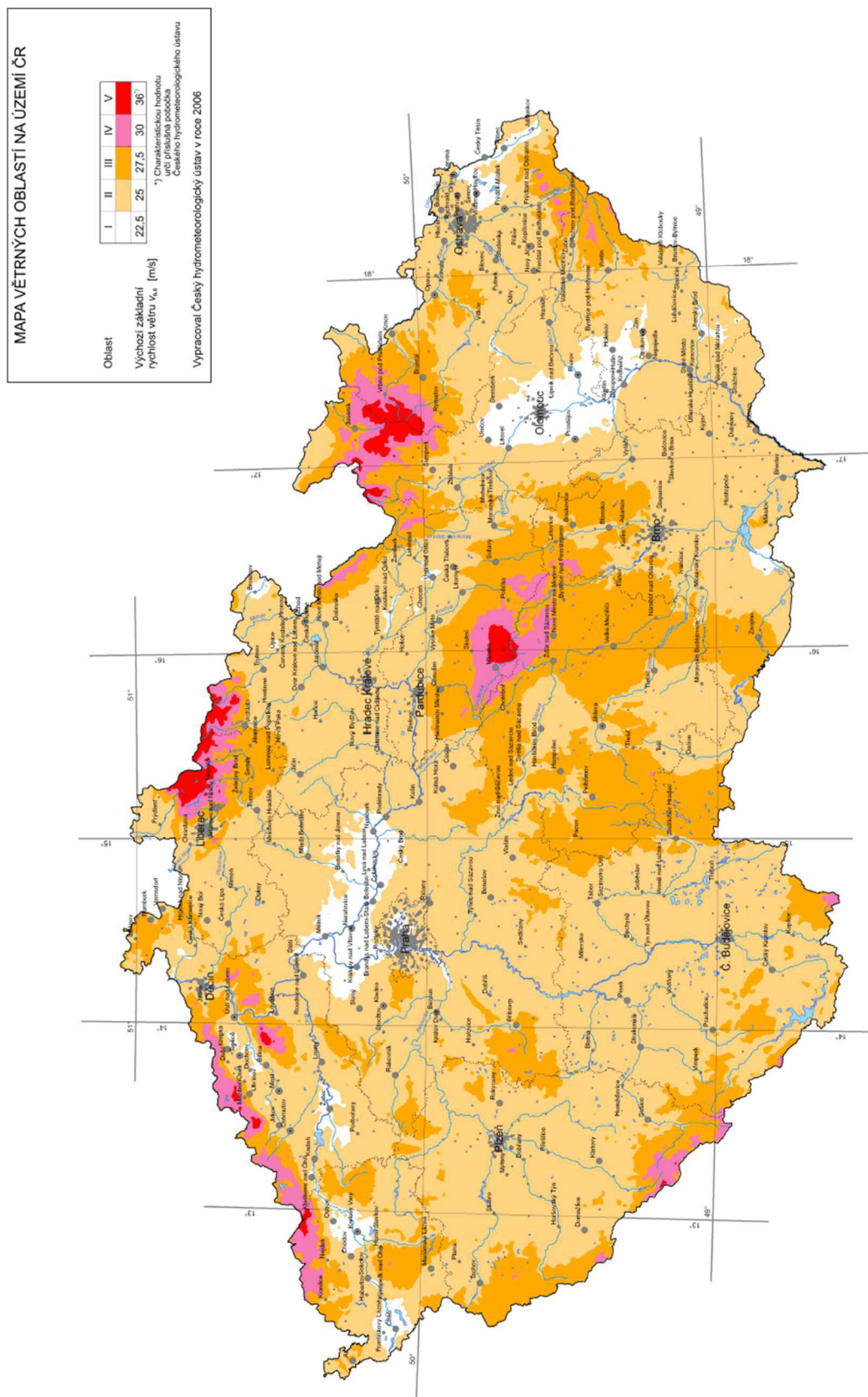


Tvary zavěšených mostů



Pylon zavěšených mostů a lávek

Příloha č.2 - mapové podklady pro výpočet zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4



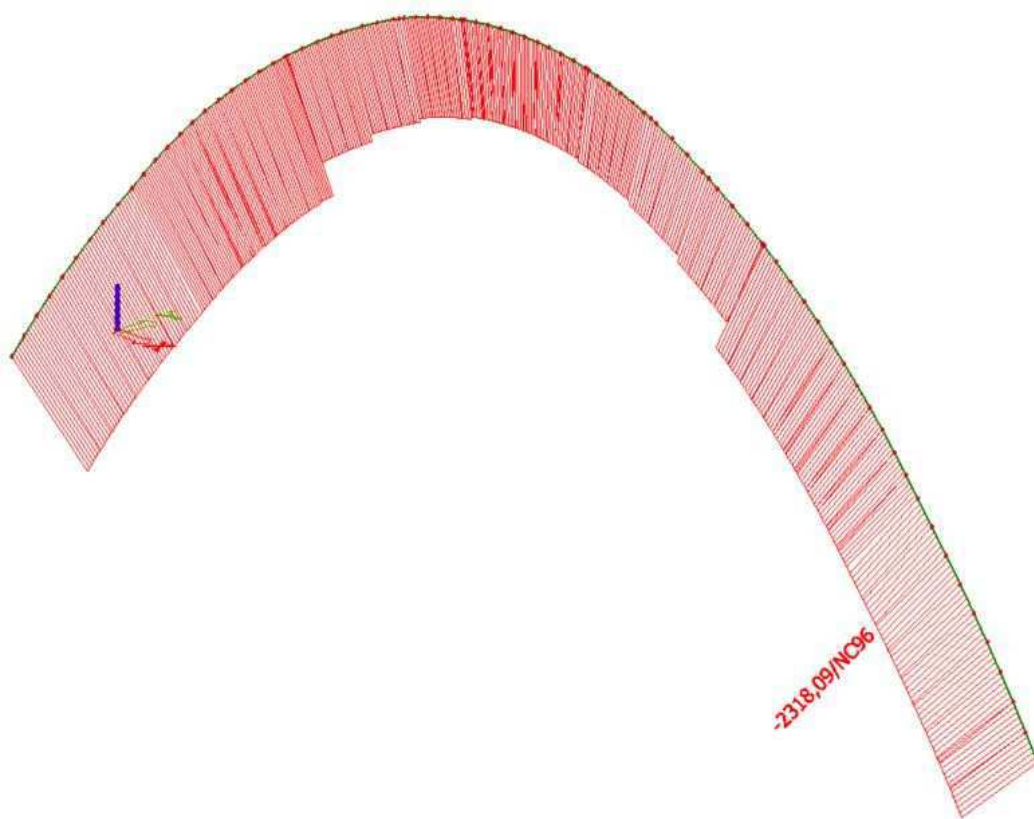
Mapa základních rychlostí větru $v_{b,0}$

Příloha č.3 – výpis použitých kombinací

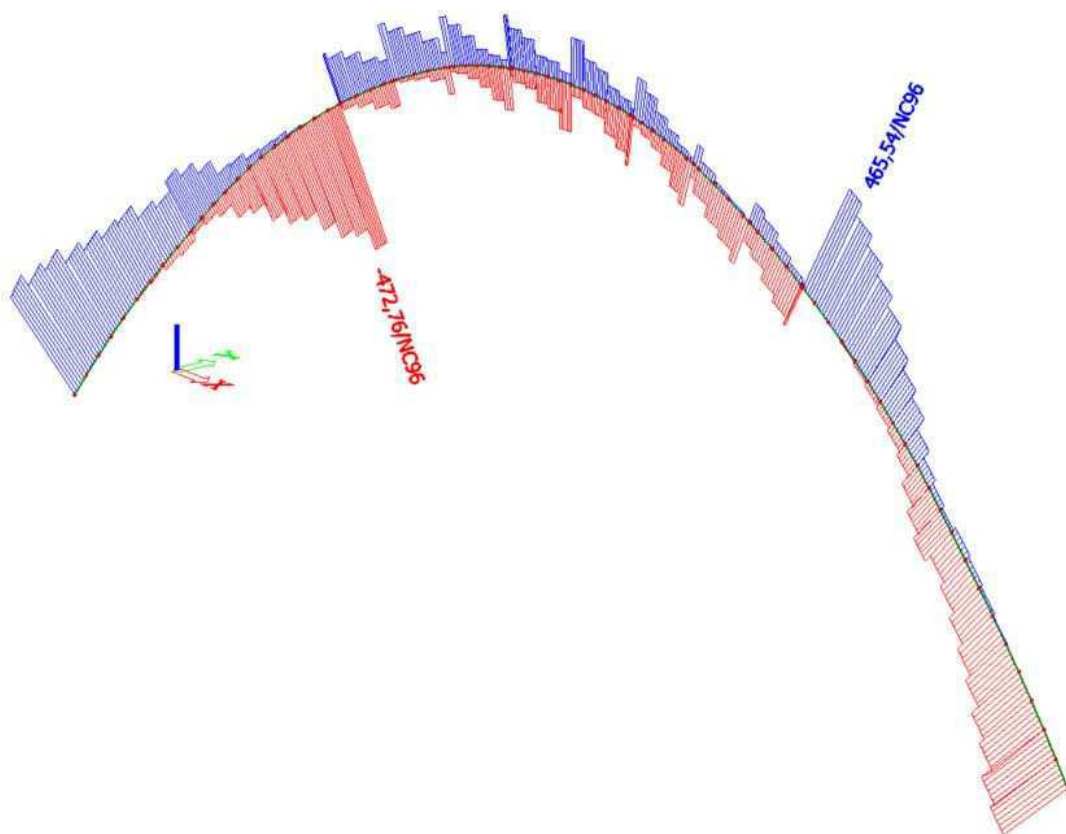
Nelineární kombinace

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
<i>*Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Stud</i>			
NC18	Únosnost	vlastní tíha	1,35
		chodci - celé	1,50
		zábradlí	1,35
		vítr2 - svislý -	0,90
NC24	Únosnost	vlastní tíha	1,35
		zábradlí	1,35
		chodci1 - polovina L	1,50
		vítr2 - svislý -	0,90
NC27	Únosnost	vlastní tíha	1,35
		zábradlí	1,35
		chodci2 - polovina P	1,50
		vítr2 - svislý -	0,90
NC94	Únosnost	vlastní tíha	1,35
		chodci - celé	1,05
		zábradlí	1,35
		vítr1 - příčný P	1,50
NC96	Únosnost	vlastní tíha	1,35
		chodci - celé	1,05
		zábradlí	1,35
		vítr2 - svislý -	1,50
NC103	Únosnost	vlastní tíha	1,35
		zábradlí	1,35
		chodci4 - kraje	1,05
		vítr - příčný L	1,50

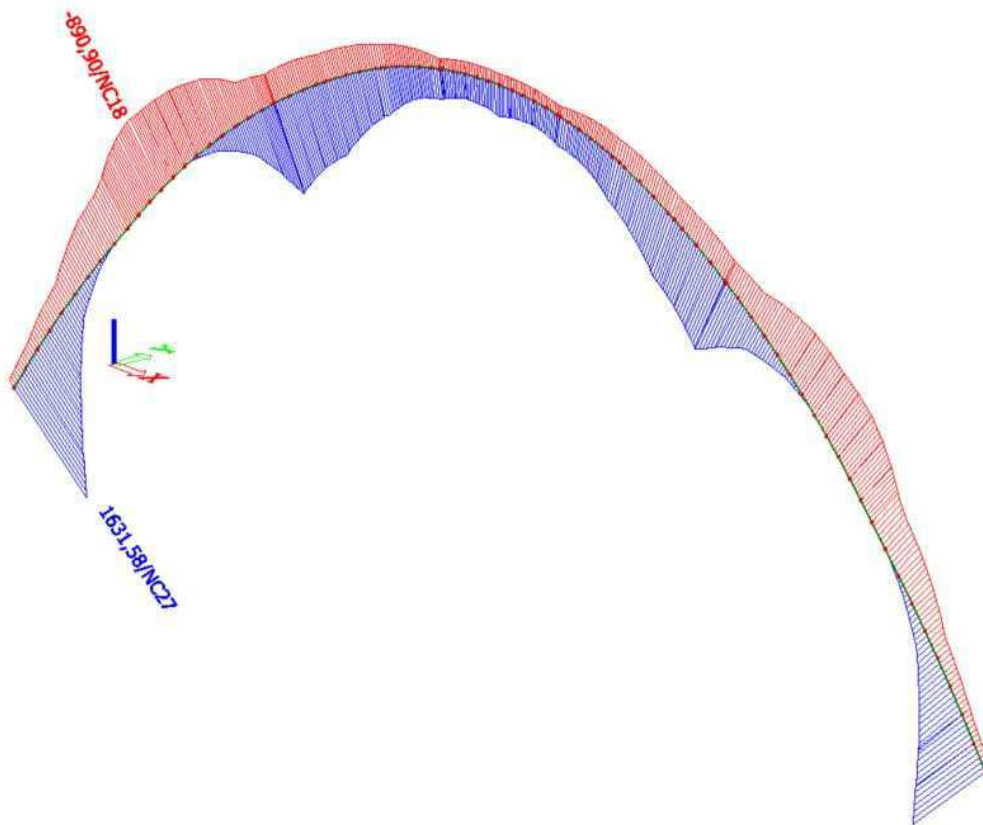
Příloha č.4 – návrhové vnitřní síly pro statické posudky



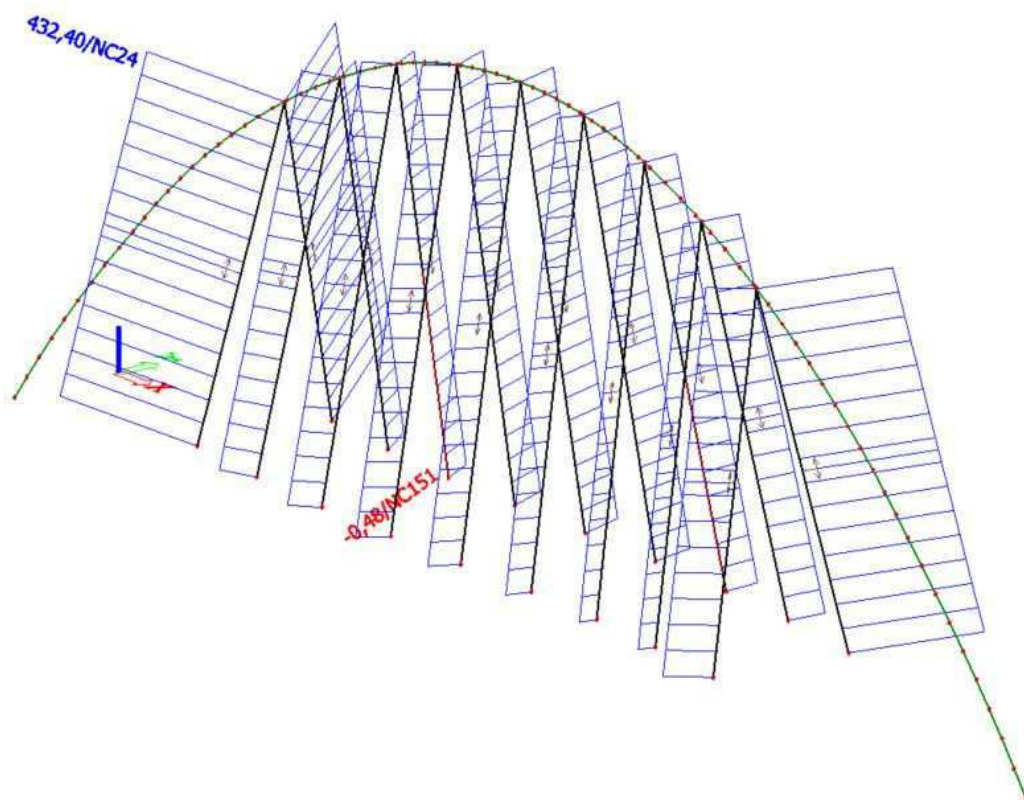
Normálová síla na oblouku



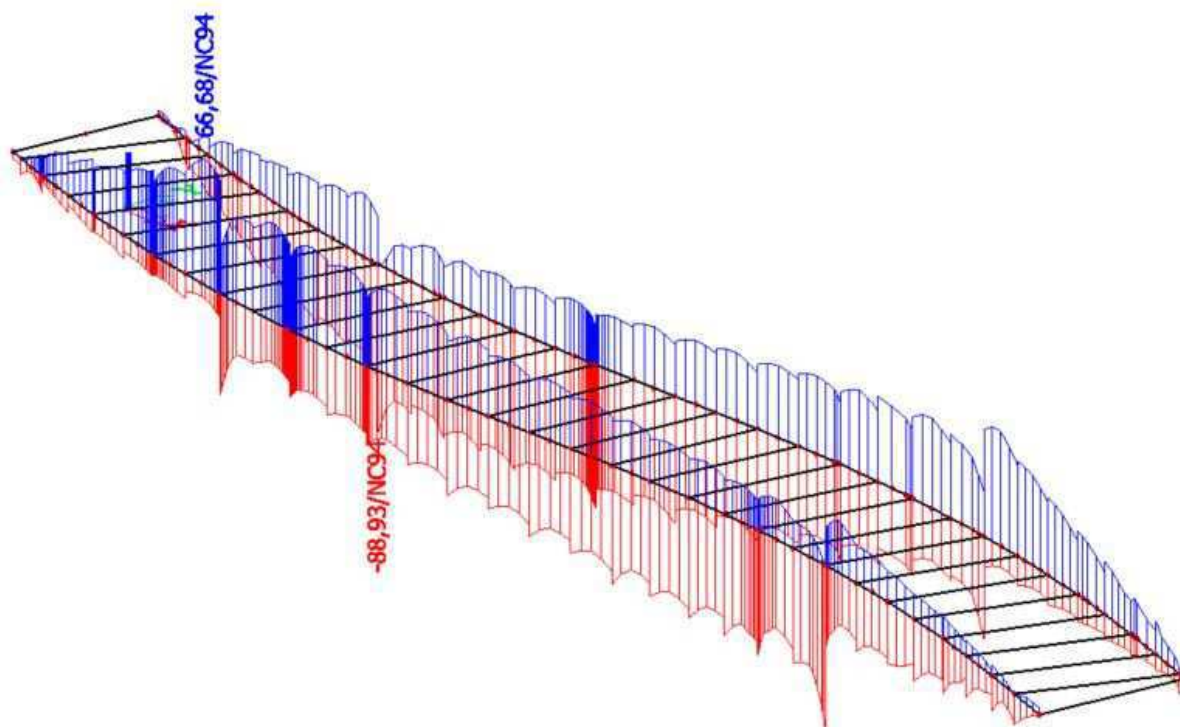
posouvající síla na oblouku



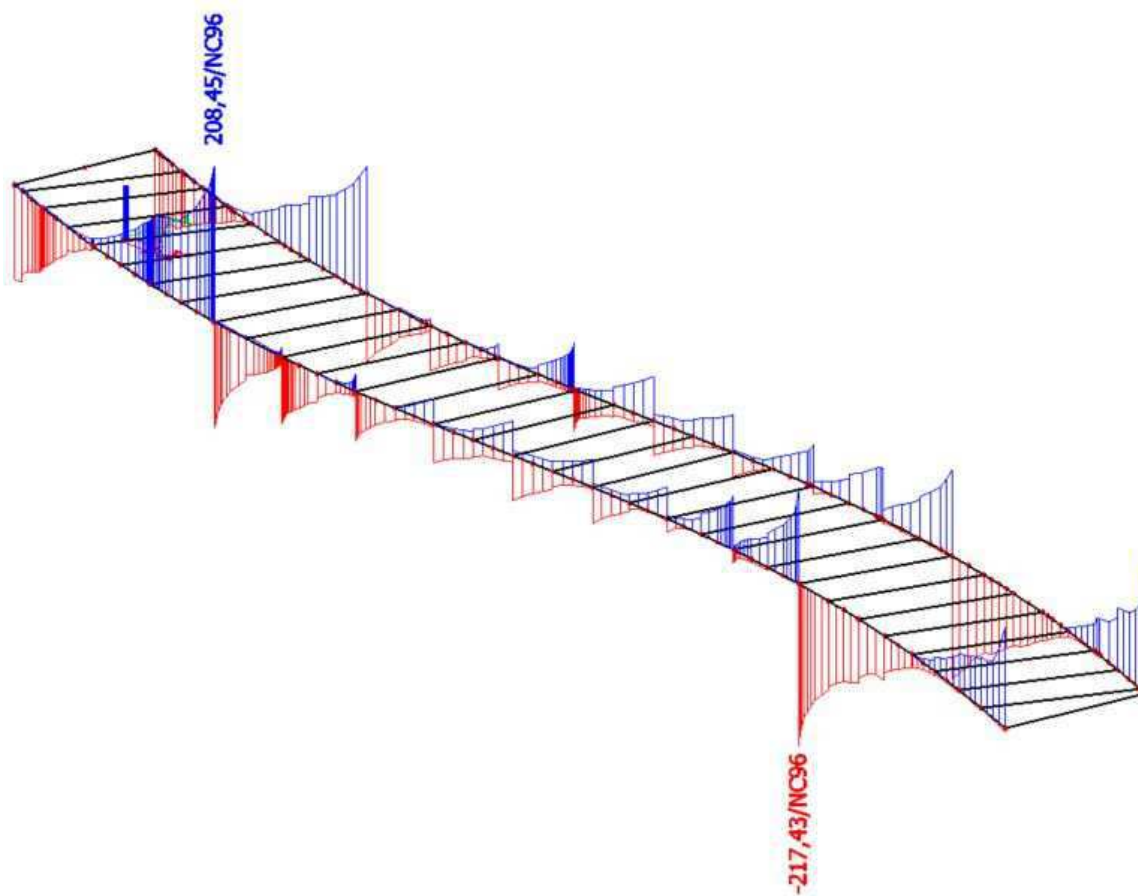
Ohybový moment na oblouku



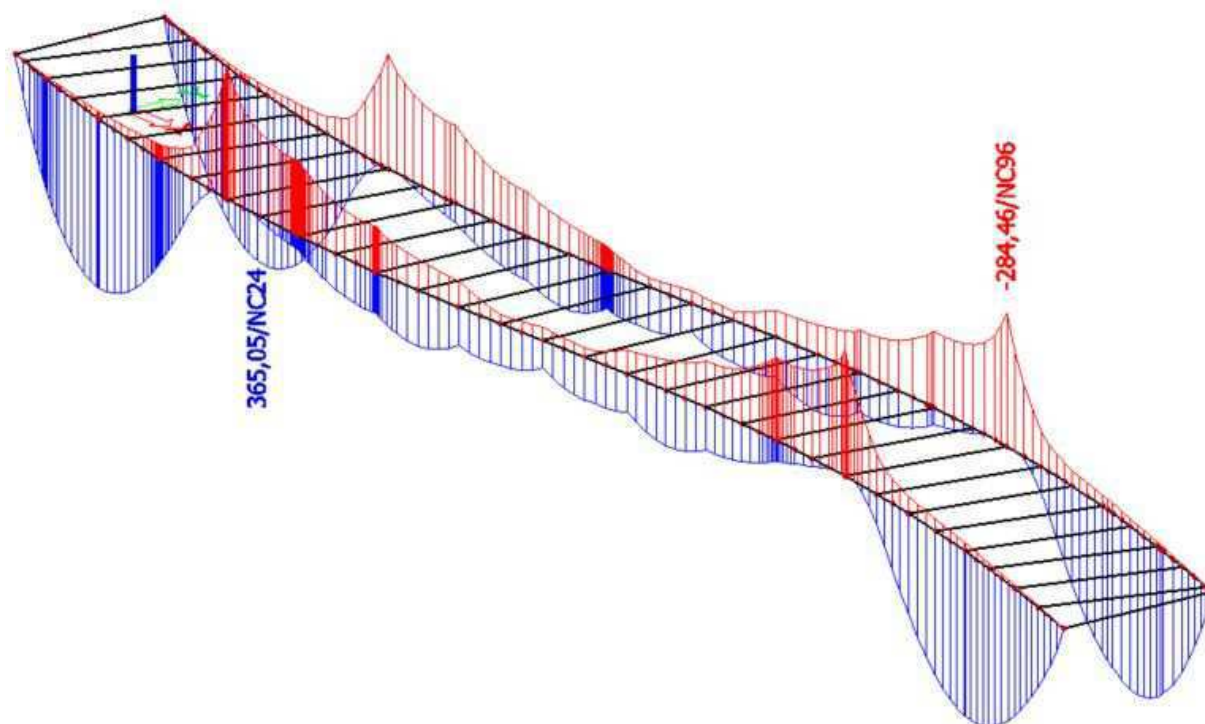
Normálová síla v táhle



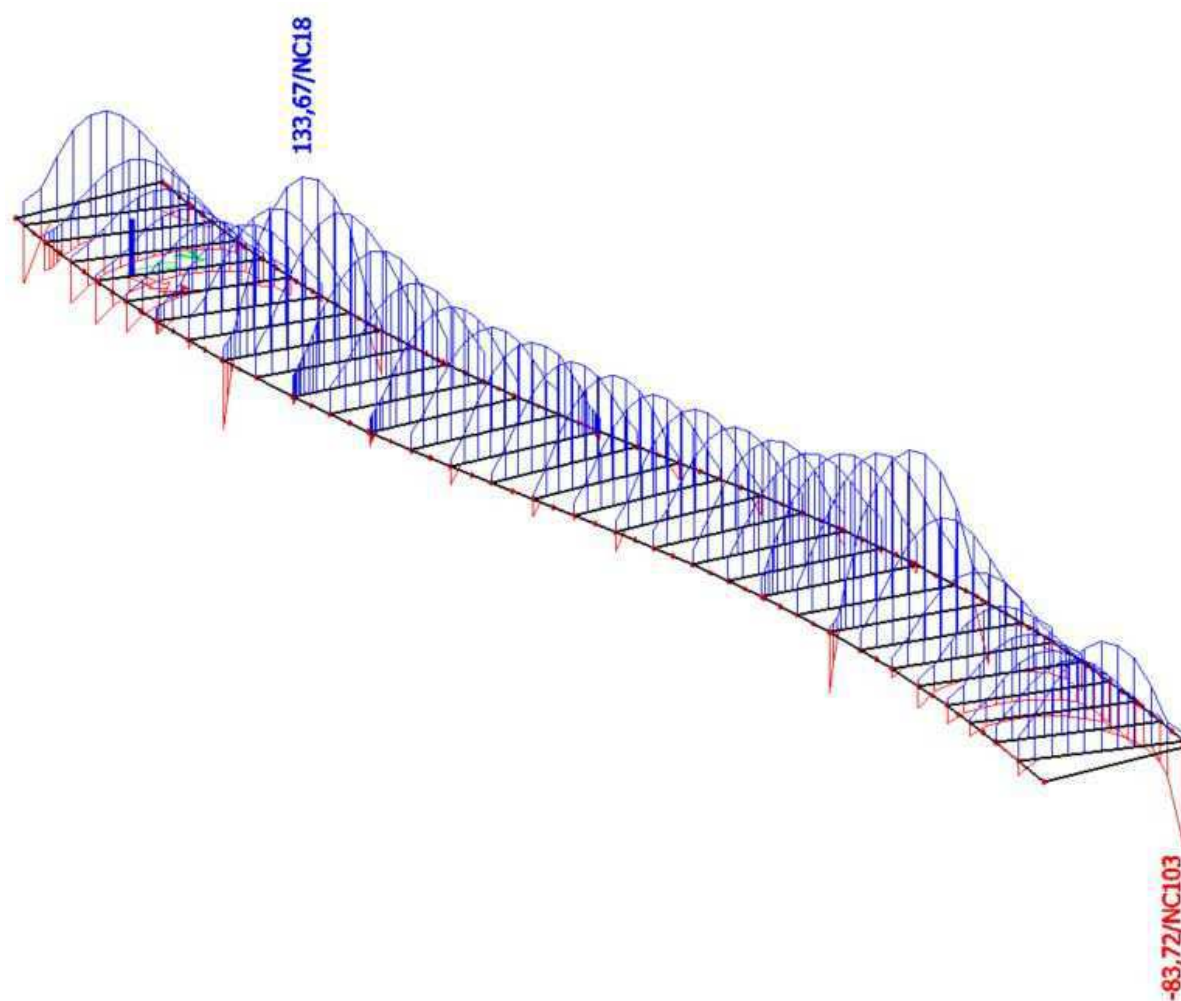
Normálová síla na hlavním nosníku



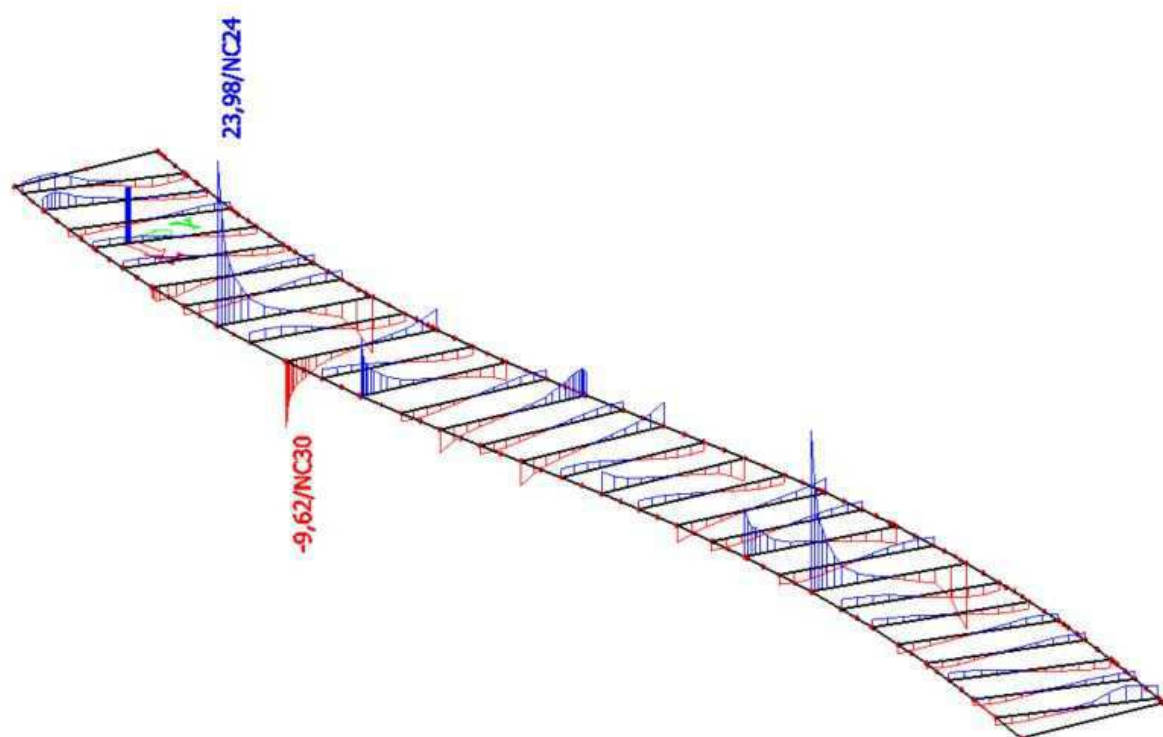
Posouvající síla na hlavním nosníku



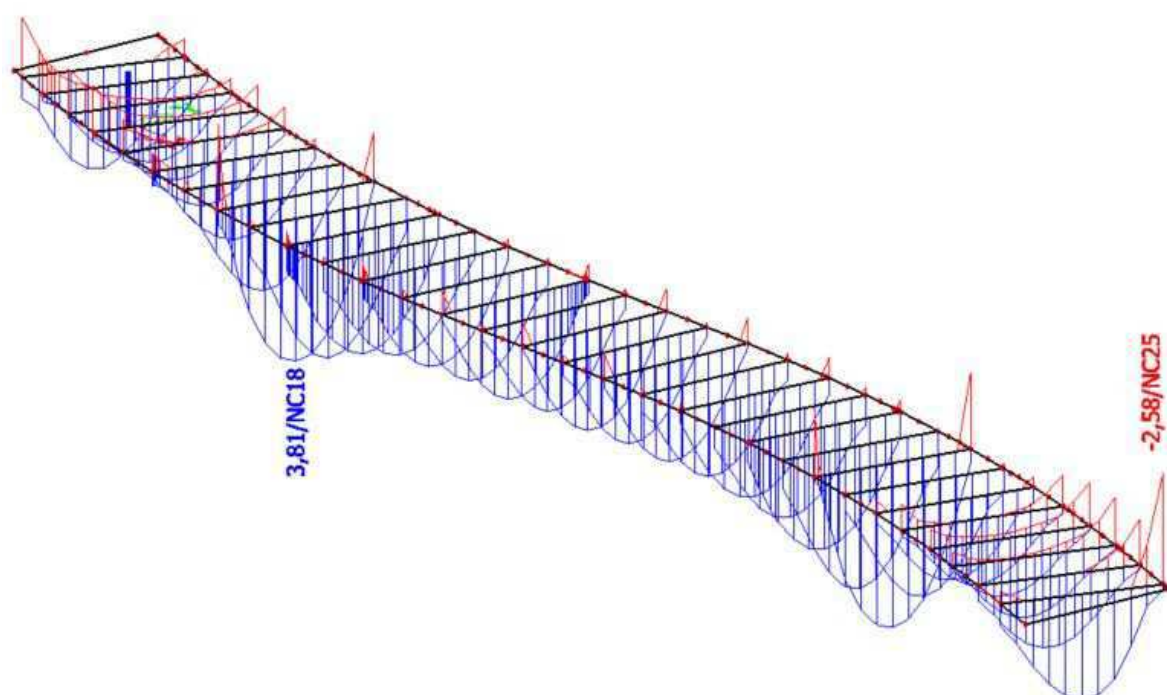
Ohybový moment na hlavním nosníku



Normálová síla na příčnici



Posouvající síla na příčnici



Ohybový moment na příčnici

Příloha č.5 – fotodokumentace reálné konstrukce lávky



Lávka přes Jizeru v Semilech



Lávka přes Jizeru v Semilech